

DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOS (del 25 de julio al 19 de agosto 1977)

Julio 25 y	17 a 18:30 h	Comportamiento de Materiales y Elementos Estructurales ante Cargas Repetidas.	Dr. Roberto Meli Piralla
Julio 27	17 a 18:30 h	Características del comportamiento de materiales que definen la respuesta sísmica de las estructuras. Concreto simple y acero de refuerzo. Concreto reforzado y presforzado. Acero estructural. Mampostería. Madera.	
" 25	18:30 a 20 h	Análisis de marcos. Repaso de métodos simplificados y métodos "exactos" de análisis. Análisis de sistemas marco-muro. Efectos de esbeltez.	M. en I. Enrique Bazán Zurita
" 27	18:30 a 20 h		
" 29	18:30 a 20 h		
" 29	17 a 18:30 h	Criterios de Diseño Sísmico	Dr. Luis Esteva Maraboto
Agosto 1°	17 a 18:30 h	Filosofía del diseño sísmico. Factores que definen la acción de los sismos en las estructuras. Espectros y coeficientes sísmicos de diseño. Requisitos generales de diseño sísmico de edificios.	
Agosto 1° y 3	18:30 a 20 h c/día	Estructuración de Edificios en Zonas Sísmicas	M. en C. Enrique del Valle Calderón
		Sistemas estructurales para edificios: marco, marco-muro, muro y fachadas rigidizadas. Recomendaciones sobre distribución de rigideces, sobre uniones y detalles. Elementos no estructurales. Interacción con la cimentación.	

Agosto 3,5,8 y 10	17 a 18:30 h c/día	Estructuras de Concreto	Dr. Roberto Meli Piralla
		Comportamiento y análisis de estructuras hiperestáticas de concreto. Revisión de métodos de diseño de vigas y columnas de concreto. Sistemas losa plana-columna. Diseño de muros de concreto. Requisitos para refuerzo de marcos dúctiles de concreto. Uniones y detalles. Ejemplos.	
Agosto 5,8,10, 12,15 y 17	18:30 a 20 h c/día	Ejemplos de Análisis Sísmico de Edificios	Dr. Octavio Rascón Chavéz M. en I. Enrique Bazán Zurita.
		Método simplificado, estático, modal y paso a paso. Ejemplos de análisis y diseño según el nuevo Reglamento para el Distrito Federal.	
Agosto 12,15 y 17	17 a 18:30 h c/día	Estructuras de Acero	Ing. Oscar de Buen y López de Heredia
		Análisis elástico y plástico de estructuras de acero. Criterios de estructuración. Criterios de diseño de vigas y columnas. Uniones. Procedimientos constructivos.	
Agosto 19	17 a 20 h	Estructuras de Mampostería y Madera	Dr. Roberto Meli Piralla
		Empleo estructural de muros de mampostería. Tipos de mampostería. Estructuración y refuerzo de muros. Métodos de diseño sísmico de estructuras con muros de mampostería. Formas estructurales de madera. Comportamiento sísmico observado y criterios de diseño.	

DIRECTORIO DE PROFESORES DEL CURSO

DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS
1977

M. EN I. ENRIQUE T. BAZAN ZURITA
INVESTIGADOR
INSTITUTO DE INGENIERIA , UNAM
TEL.: 548.97.94

ING. OSCAR DE BUEN Y LOPEZ-DE HEREDIA
GERENTE
COLINAS DE BUEN, S. A.
V. M. ALEMAN 190
COL. NARVARTE
MEXICO 12, D. F.
TEL.: 519.72.40

M. EN C. ENRIQUE DEL VALLE CALDERON
DIRECTOR
FACULTAD DE INGENIERIA, UNAM
TEL.: 548.33.54

DR. LUIS ESTEVA MARAÑOTO
INVESTIGADOR
INSTITUTO DE INGENIERIA , UNAM
TEL.: 548.97.94

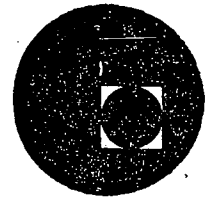
DR. ROBERTO MELI PIRALLA
COORDINADOR DE LA SECCION DE ESTRUCTURAS
INSTITUTO DE INGENIERIA , UNAM
TEL.: 548.97.94

DR. OCTAVIO A. RASCON CHAVEZ
JEFE DE LA DESFI, UNAM
TEL.: 548.09.50





centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



III CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERIA SISMICA

DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOS



**COMPORTAMIENTO DE MATERIALES Y ELEMENTOS
ESTRUCTURALES ANTE CARGAS REPETIDAS**

DR. ROBERTO MELI P.

JULIO DE 1977.



THE UNITED STATES OF AMERICA
DEPARTMENT OF THE ARMY
WASHINGTON, D. C.



OFFICE OF THE ADJUTANT GENERAL
WASHINGTON, D. C.

ADJUTANT GENERAL'S OFFICE

ADJUTANT GENERAL'S OFFICE
WASHINGTON, D. C.

ADJUTANT GENERAL'S OFFICE

WASHINGTON, D. C.

DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOS

TEMA 1: Comportamiento de materiales y elementos estructurales ante cargas repetidas (Texto: Capítulo 13 de la Ref 1 pp 381 a 422)

GUIA DE ESTUDIO

1. Características que definen la respuesta sísmica

La respuesta sísmica de una estructura depende de sus características carga-deformación ante cargas dinámicas alternadas.

La filosofía implícita en los reglamentos de diseño admite que las estructuras sobrepasen las etapas de comportamiento elástico bajo el efecto del sismo de diseño. Interesa por tanto el comportamiento hasta la ruptura.

La respuesta de la estructura completa depende de la de los elementos que la componen y esta de la de las secciones y materiales. También depende de las características de las conexiones entre los distintos elementos. Una relación carga-deformación típica ante carga monotónicamente creciente se muestra en la fig 1. Los parámetros de la curva que interesan son rigidez, resistencia, ductilidad. De la rigidez dependen no solo las deformaciones que va a presentar la estructura bajo una acción dada, sino también la magnitud de la acción sísmica que va a tener que soportar. De la ductilidad depende esencialmente la capacidad de disipar la energía del sismo. Para muchos materiales es

válida una idealización elastoplástica de la relación carga-deformación.

Distinción entre comportamiento frágil y dúctil. Importancia de lograr ductilidad especialmente en zonas sísmicas. Ante repeticiones de cargas alternadas la relación carga-deformación se modifica en forma más importante mientras más se sobrepase el intervalo "elástico" de comportamiento. Ver fig 2. Las curvas descendentes (de descarga) difieren cada vez más de las de carga y se forman "lazos", ciclos histeréticas. La respuesta sísmica depende fundamentalmente del área bajo las curvas carga-deformación (define la capacidad de energía) y del área incluida en los lazos histeréticos (define el amortiguamiento histerético). Ver fig 3.

La respuesta sísmica se ve afectada en forma importante por el deterioro: pérdida de rigidez y resistencia ante las repeticiones de carga alternada. Ejemplos de materiales que sufren deterioro importante.

Idealizaciones de las curvas cíclicas (para fines de análisis (fig 4). La elastoplástica y sus modificaciones para considerar deterioro. El modelo de Masing.

Comportamiento ante cargas dinámicas y estáticas. La mayoría de las propiedades se han estudiado ante pocos ciclos de carga estática alternadas. Se ha considerado siempre que esto es conservador con respecto al comportamiento ante cargas dinámicas, aunque hay algunos casos en que parece no ser así.

2. Comportamiento de materiales (medido en especímenes estándar)

a) Concreto simple (ref 2 pp 65 a 150)

Curvas σ - ϵ en compresión y tensión, fig 5. Comportamiento frágil en ambos casos. Deformaciones máximas. El micro-agrietamiento causa desviaciones de la linealidad a partir de $0.4 f'_c$ y produce deformaciones irreversibles.

Efecto de la velocidad de carga, fig 6. Aumenta la resistencia y la rigidez pero disminuye las deformaciones de falla, y vuelve más frágil el comportamiento.

Efecto del confinamiento en el concreto (ver ref 3 pp 20 a 30). Concreto bajo esfuerzos triaxiales ($f_{cc} = f'_c + 4.1 f_l$). Al aumentar el esfuerzo de confinamiento aumentan tanto la resistencia como la capacidad de deformación. Confinamiento por medio de refuerzo transversal: espiral y estribos; diferencia en el efecto de ambos. Fig 7. Con espiral puede incrementarse resistencia y ductilidad; con estribos solo ductilidad.

Efecto de la repetición de cargas, ver fig 8. Sólo cargas de compresión. Para esfuerzos altos el concreto no confinado se deteriora rápidamente.

b) Acero estructural, de refuerzo y de presfuerzo (ref 4 pp 42 a 64)

La curva esfuerzo-deformación del acero depende de su composición química y del tratamiento a que haya sido sometido. El módulo de elasti-

idad es constante. El esfuerzo de fluencia (real o aparente) aumenta con el contenido de carbono y puede incrementarse por una reducción de área o por torcido efectuados en frío, fig 9. La meseta de fluencia se pierde a medida que aumenta f_y y si se trabaja en frío. La relación f_u/f_y y la ϵ_u disminuyen al aumentar f_y .

El efecto de la velocidad de carga en la resistencia y en la ductilidad es poco importante.

Ante el efecto de cargas alternadas que exceden la fluencia, el límite de proporcionalidad se reduce y la σ - ϵ se hace más redondeada (efecto de Bauschinger) fig 10.

c) Otros materiales

En los metales el comportamiento es cualitativamente como el del acero. En la mampostería varía mucho según los materiales que la compongan (piezas y morteros). La fig 11 muestra algunas curvas típicas para mampostería, ref 5. Las propiedades de la madera varían según la especie, la densidad, el contenido de humedad y son muy sensibles a la velocidad de aplicación de la carga, fig 12.

3. Comportamiento de elementos estructurales

3.1 Vigas y columnas de concreto reforzado (ver ref 3 pp 195 a 269)

a) Flexión: La relación momento-curvatura de secciones de concreto reforzado se obtiene a partir de las hipótesis básicas del com-

portamiento del concreto en flexocompresión. Las curvas de la fig 13 muestran la influencia en la resistencia y la ductilidad de las cuantías de acero de tensión y compresión en su relación con la cuantía balanceada. Se concluye que si la cuantía de refuerzo de tensión es muy inferior a la balanceada se obtienen grandes ductilidades (comparables a las del acero). El refuerzo de compresión es de gran ayuda en incrementar la ductilidad. El efecto del refuerzo transversal en la relación momento curvatura de vigas se ve en la fig 14. El confinamiento que este proporciona aumenta la ductilidad cuando la falla es cercana a la balanceada.

b) Flexocompresión: La relación momento curvatura puede calcularse con el mismo procedimiento que para elementos en flexión. La ductilidad depende del nivel de carga axial (fig 15). Para falla de compresión la ductilidad es casi nula a menos que se cuente con confinamiento importante, fig 17. Para falla de tensión se tiene cierta ductilidad, pero solo para cargas axiales muy pequeñas esta es importante.

c) Efecto de cargas repetidas en elementos en flexocompresión:
En flexión simple y con cuantías bajas de acero el comportamiento es cualitativamente como el del acero: gran ductilidad y poco deterioro; efecto de Bauschinger. Puede predecirse con buena aproximación empleando las hipótesis para concreto en flexocompresión. La degradación ocurre solo para deformaciones muy altas debido al pandeo del

acero de compresión. La degradación es mucho mayor cuando hay es- fuerzos cortantes altos en las secciones críticas (articulaciones plásti- cas) o también cuando hay posibilidad de deslizamiento de las barras por adherencia, ver fig 17. Estudios de Berkeley (ver ref 6). Se re- comienda estribos poco espaciados para evitar pandeo de barras y con- finar el concreto, altas cuantías de acero de compresión y despreciar la contribución del concreto a la resistencia en cortante; limitar el es- fuerzo cortante actuante a $\sqrt{f'_c}$. En el tema de estructuras de concre- to se trataría con mayor detalle este punto.

Cuando hay efecto de compresión la ductilidad es baja y el deterioro ante repetición de cargas es importante, fig 17c.

d) Cortante, torsión y adherencia. El modo de falla ante cortan- te y torsión es netamente frágil; aún cuando exista refuerzo transver- sal se gana poca ductilidad y el deterioro es muy rápido. Algo simi- lar es el comportamiento cuando hay problema de adherencia. Por tanto debe tomarse factores de seguridad mayores contra estos efectos que contra flexión.

3.2 Elementos de concreto presforzado (ver ref 7 pp 49 a 81)

Su comportamiento no difiere mucho del reforzado: pueden alcanzarse las mismas ductilidades siempre que la cuantía de refuerzo sea baja ($q \leq 0.2$) y el nivel de carga vertical también. El admitir la fluencia del acero de presfuerzo es debatible, porque si fluye se pierde el presfuerzo y

es difícil restaurarlo.

Ante cargas repetidas el comportamiento es distinto: fig 18; se tiene mucho menos disipación de energía, por lo tanto para resistir un mismo sismo se requiere mayor resistencia o mayor deformación inelástica que en concreto reforzado, fig 19.

El empleo de elementos continuos presforzados es poco usual.

3.3 Elementos de acero estructural (ver ref 8 pp 125 a 159)

El comportamiento en flexión es sumamente dúctil, pero la ductilidad puede verse afectada por pandeo local o pandeo lateral después de la fluencia; fig 20. El efecto de Bauschinger suaviza el acero y lo hace más propenso al pandeo. Hay que restringir las dimensiones de las secciones para asegurar la plastificación total sin que ocurra pandeo o colocar atezadores poco espaciados. Secciones compactas. En columnas la capacidad de rotación es muy reducida. La práctica es de sobrediseñar las columnas de manera que las articulaciones plásticas se formen en las vigas.

Ante cargas alternadas los ciclos son muy estables (si no hay problemas de pandeo) y hay gran disipación de energía, fig 21.

Hay que tener cuidado con las uniones: deben sobrediseñarse porque normalmente son menos dúctiles que las secciones de las vigas.

3.4 Muros

Son elementos que proporcionan gran rigidez a las estructuras y frecuentemente se requieren en edificios de mediana o gran altura para limitar las deflexiones a valores admisibles.

a) Muros de concreto: (ver ref 3 pp 610 a 660). Su comportamiento depende esencialmente de su relación altura a longitud H/L (o más correctamente de $\frac{M}{VL}$). Usualmente $H/L > 2$ y son por lo tanto elementos de flexión con bajos niveles de carga axial. Se comportan como vigas; mucha ductilidad, fig 22. Ante cargas alternadas su absorción de energía es alta y deterioro bajo si rige flexión, fig 23. Si rige cortante mucho deterioro, fig. 24. En muros bajos rige cortante casi siempre y la falla es poco dúctil y hay mucho deterioro. ~~Problemas en las vigas que acoplan los muros entre sí o con marcos (se verán con más detalle en el tema de Estructuras de Concreto).~~

b) Muros de mampostería: (ver ref 9). Son elementos rígidos y frágiles; aceptan muy poca deformación lateral. Requieren de confinamiento y/o refuerzo para tener cierta ductilidad, fig 25. Mucho deterioro especialmente si las piezas son huecas. Pueden diseñarse para que rija flexión, entonces el comportamiento puede ser mucho más favorable, fig 26.

REFERENCIAS

1. N M Newmark y E Rosenblueth "Fundamentals of Earthquake Engineering" Prentice Hall, 1971
2. A M Neville "Properties of Hardend Concrete" en Reinforced Concrete Engineering Vol 1 Cap 3. Editado por B Bresler Vol 1, Cap 3, J Wiley 1974
3. R Parks y T Paulay "Reinforced Concrete Structures" J Wiley 1975
4. J F McDermott "Reinforcing Steel" Cap 2 de "Reinforced Concrete Engineering" editado por B Bresler, J Wiley, 1974
5. R Meli y A Reyes "Propiedades Mecánicas de la Mampostería" Instituto de Ingeniería, Informe No. 288 jul 1971
6. V V Bertero y E P Popov "Hysteretic Behavior of Ductile Moment-Resisting Reinforced Concrete Frame Components" Report No. EERC 75-16 Univ of California, Berkeley, 1975
7. R W G Blakeley "Prestressed Concrete Design" en Structural Design for Earthquakes, publicado por Centre for Continuing Education, The University of Auckland N. Zelanda 1972.
8. G W Butcher "Steel Design" en Structural Design for Earthquakes publicado por Centre for Continuing Education, Univ of Auckland, N Z 1972
9. R Meli "Comportamiento sísmico de muros de mampostería" Instituto de Ingeniería informe No. 352 Abr 1975

REFERENCIA ADICIONAL

J A Blume, N M Newmark y L H Corning "Design of Multistory Reinforced Concrete Building for Earthquake Motions" Portland Cement Association, 1961.

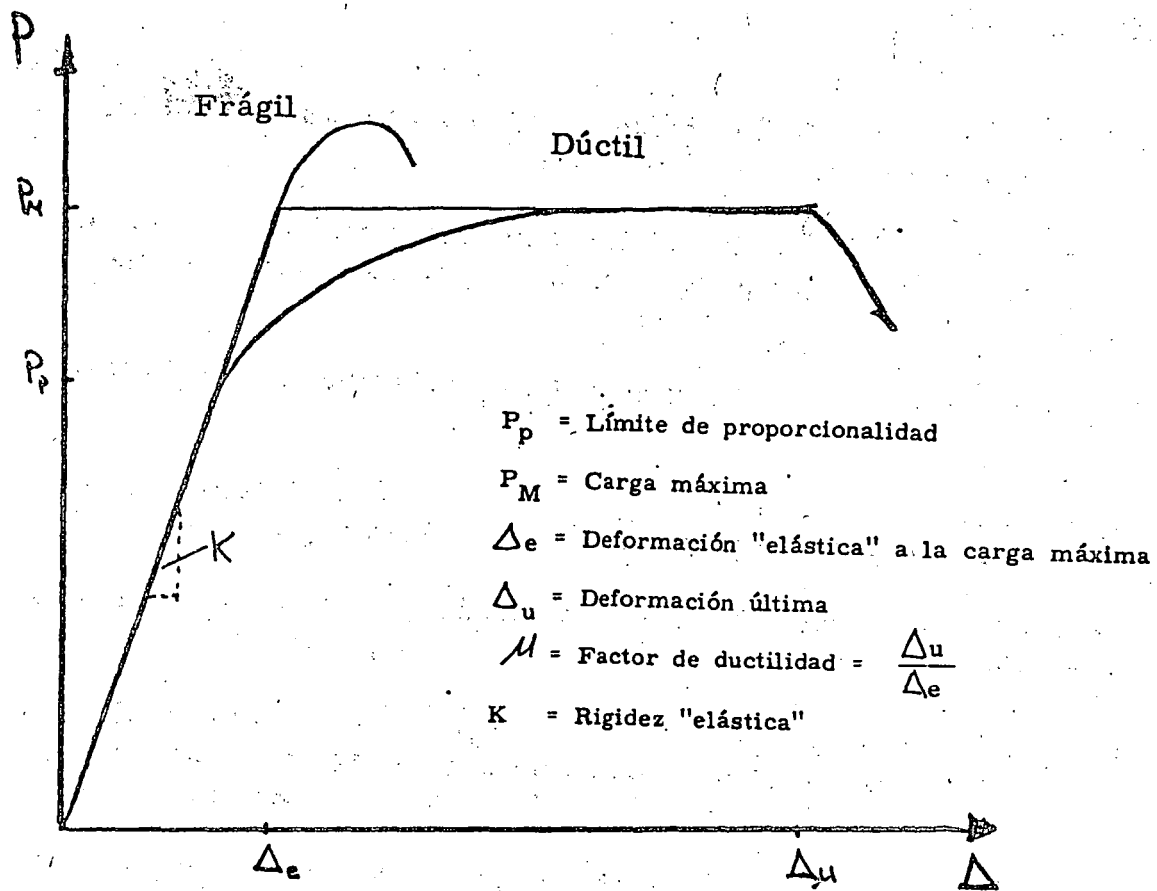
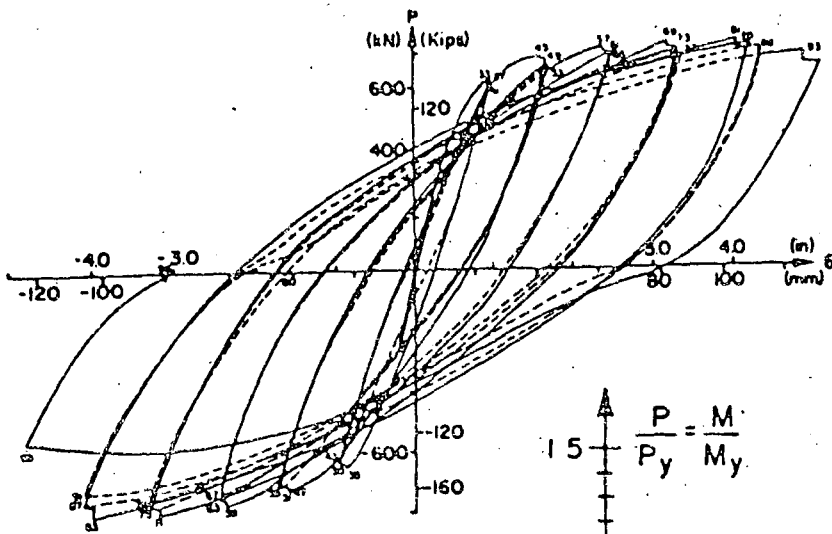
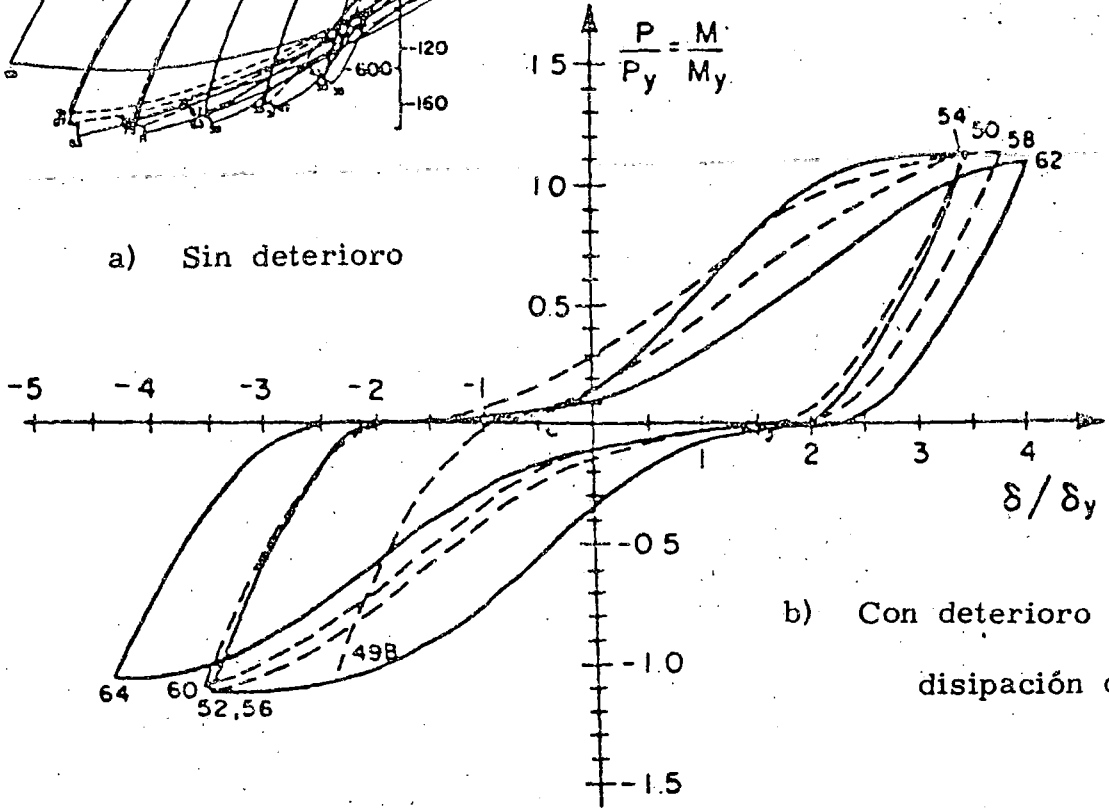


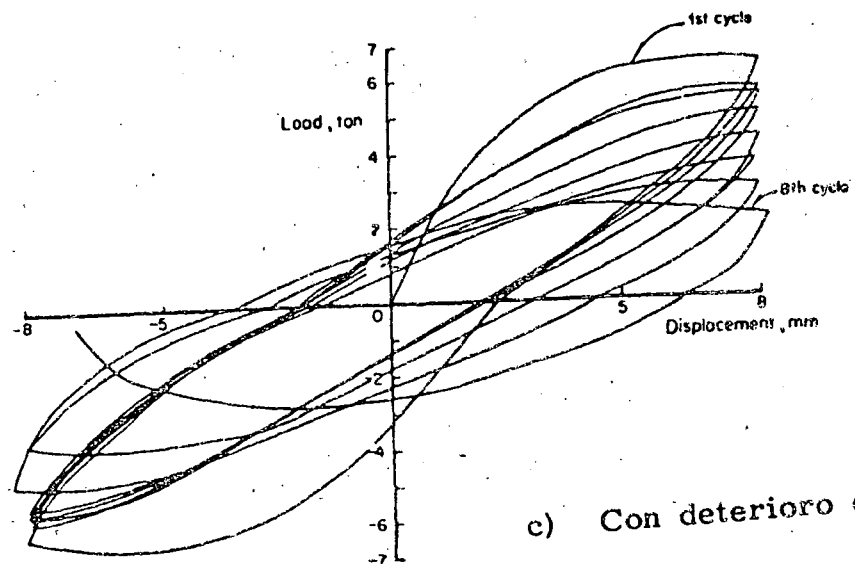
Fig 1 CURVA TIPICA CARGA-DEFORMACION



a) Sin deterioro



b) Con deterioro de rigidez y disipación de energía



c) Con deterioro de resistencia

Fig 2 Curvas típicas ante ciclos de carga alternada:

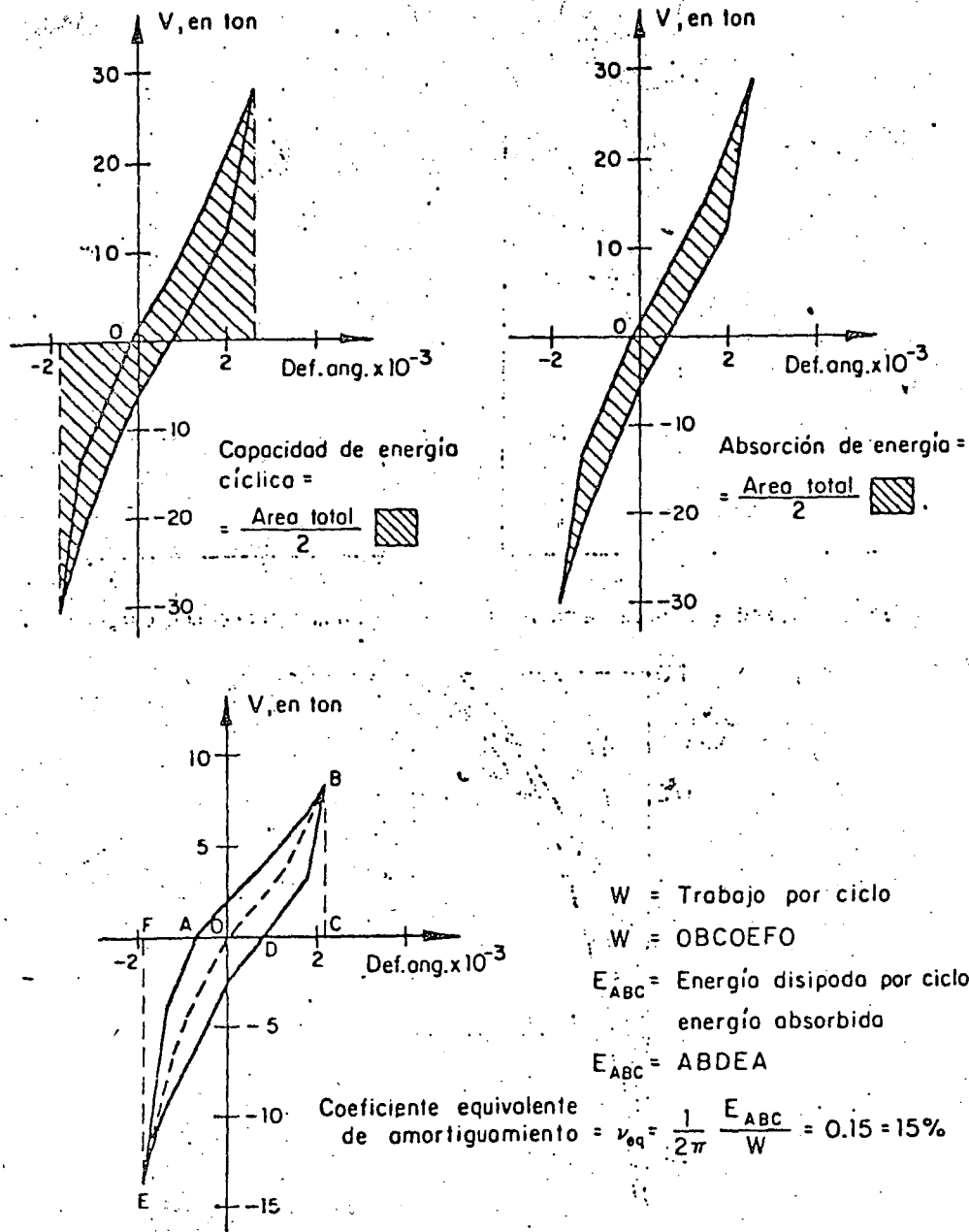
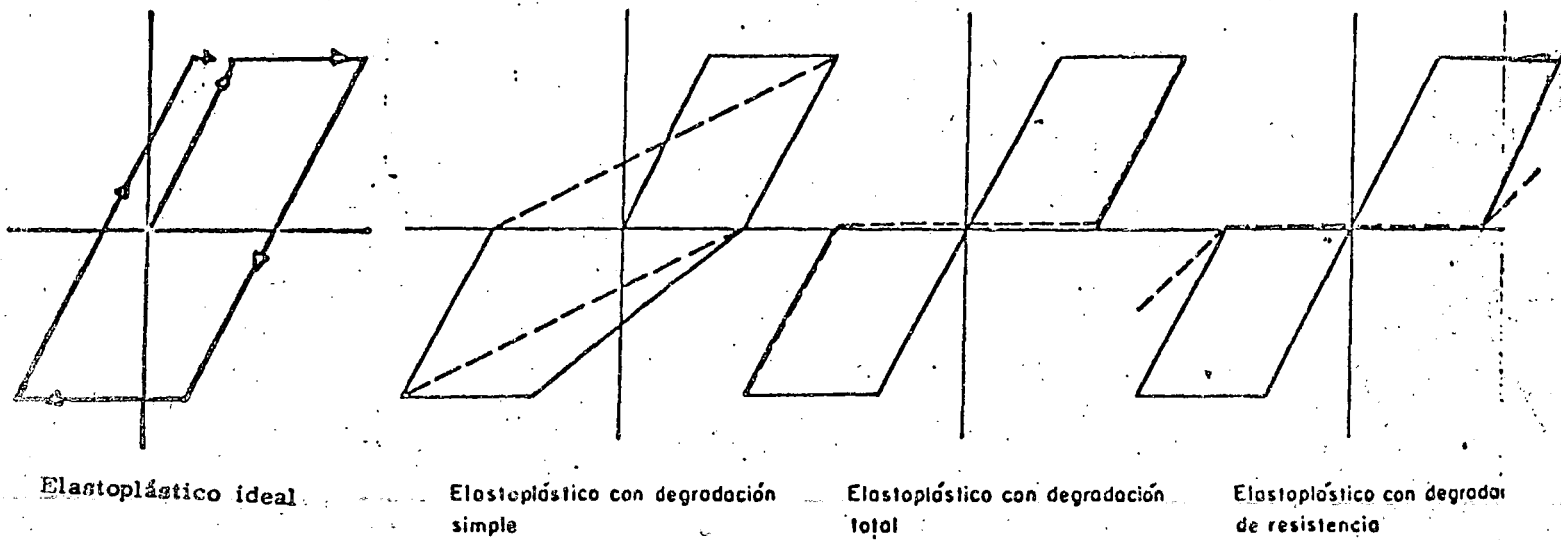
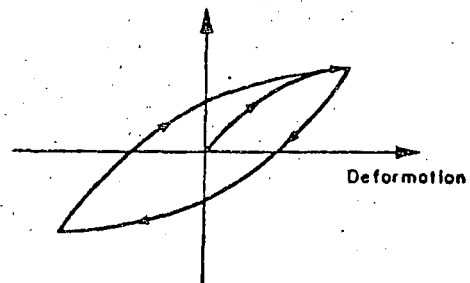
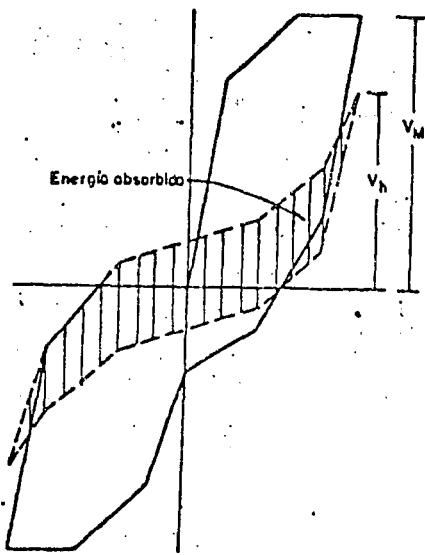


Fig 3 Definición de términos relacionados con la capacidad de disipación de energía



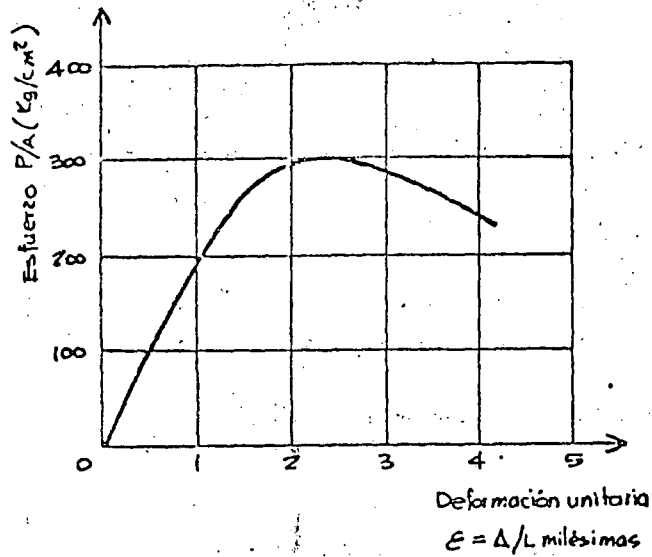
a) Modelos derivados del elastoplástico



b) Modelo resultante de la superposición de varios modelos básicos

c) Modelo de Masing

Fig 4 Modelos de comportamiento histerético



CURVA ESFUERZO - DEFORMACION DEL CONCRETO EN COMPRESION

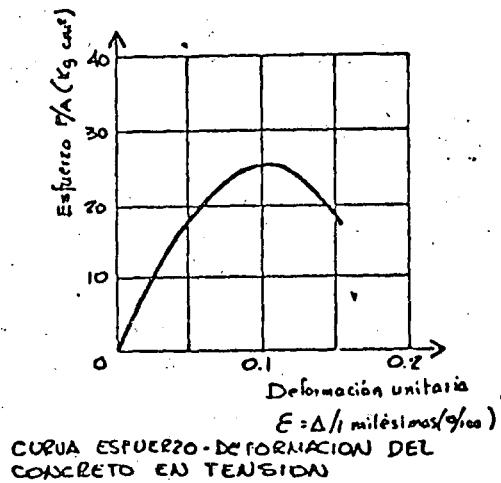


Fig 5 Curvas esfuerzo deformación del concreto simple

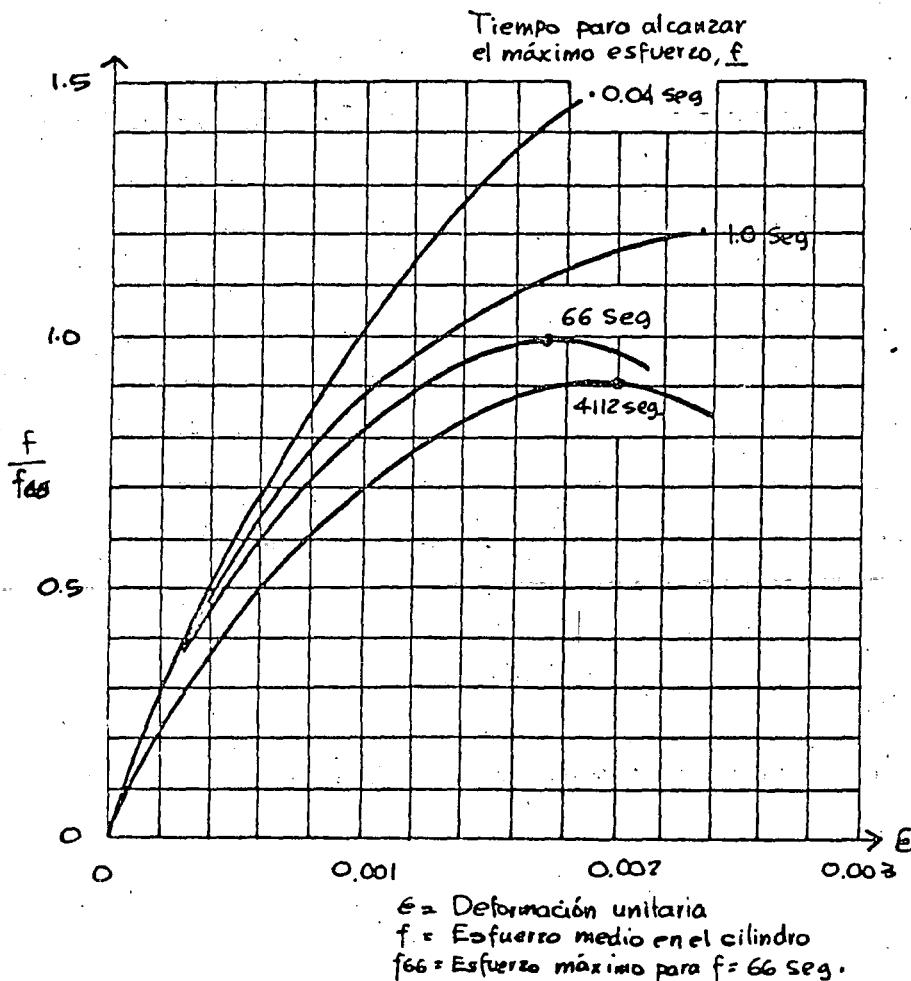


Fig 6 EFECTO DE LA VELOCIDAD DE CARGA (Hatano²¹)

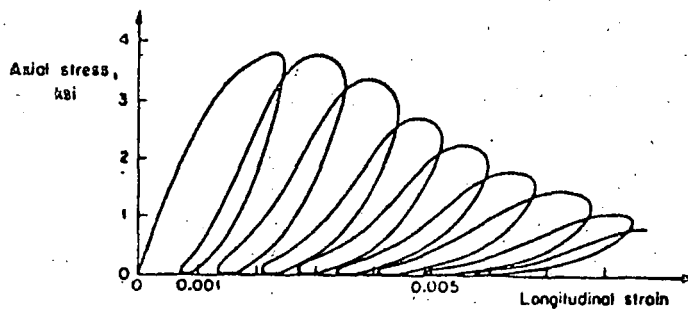


Fig 8 Efecto de la repetición de esfuerzos de compresión

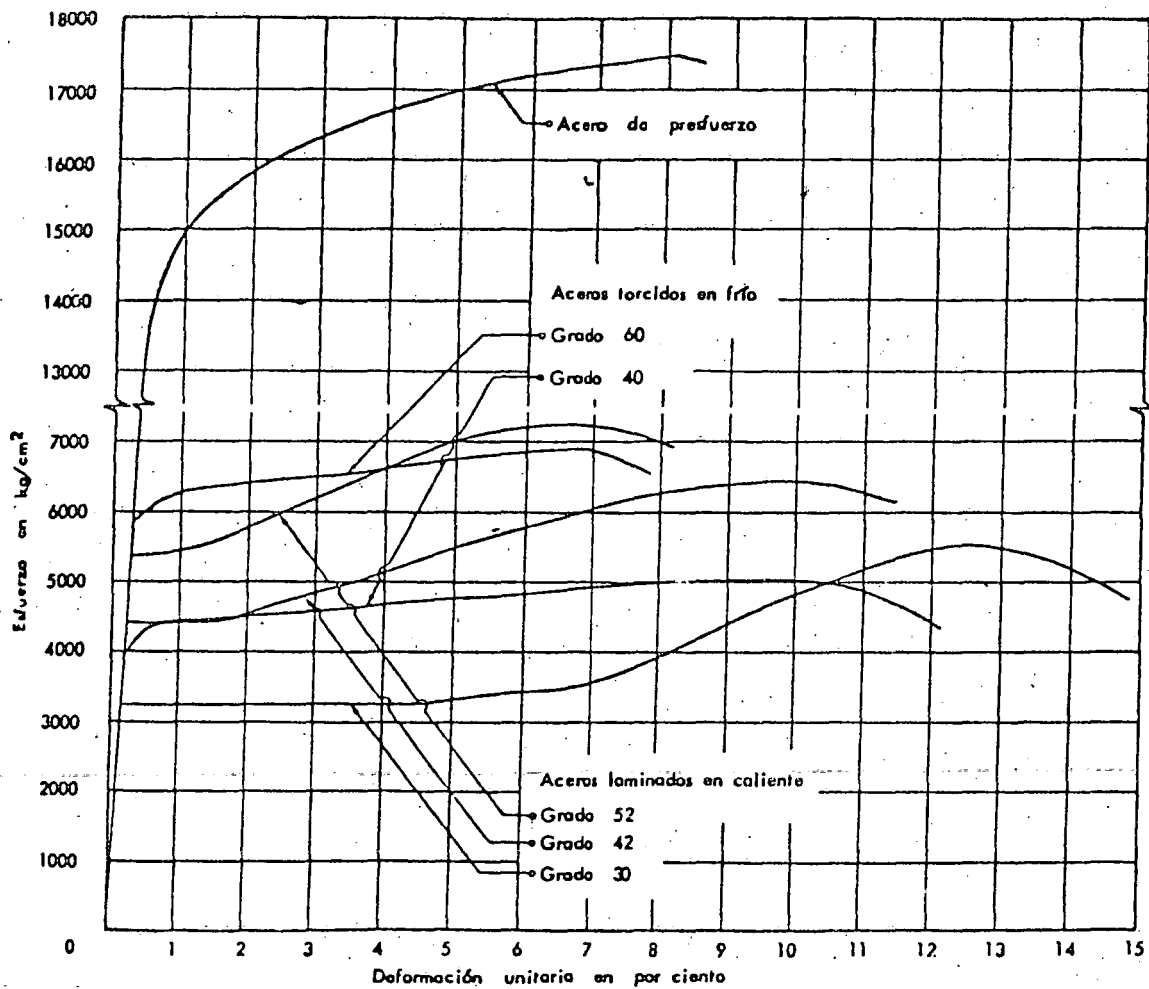


Fig 9 Curvas típicas esfuerzo-deformación para distintos tipos de acero de refuerzo

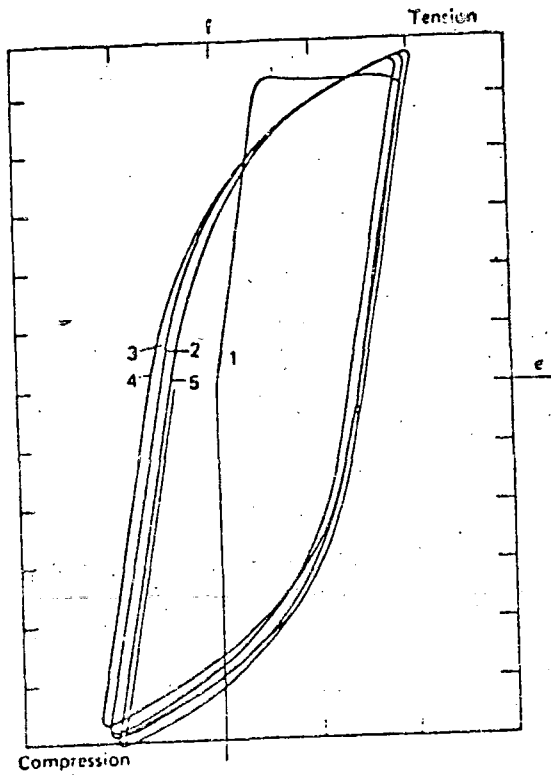


Fig 10 Ciclos histeréticos en una barra de refuerzo^b

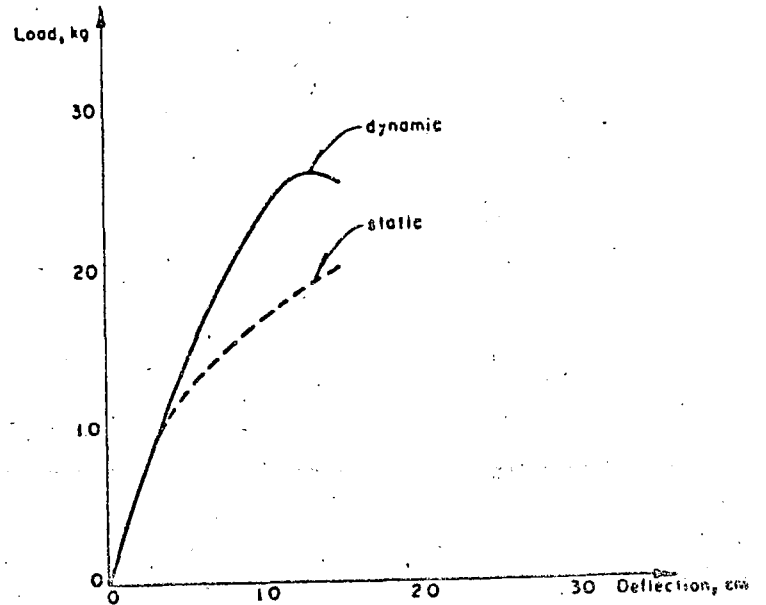


Fig 12 Curvas carga-deformación
estática y dinámica para la madera

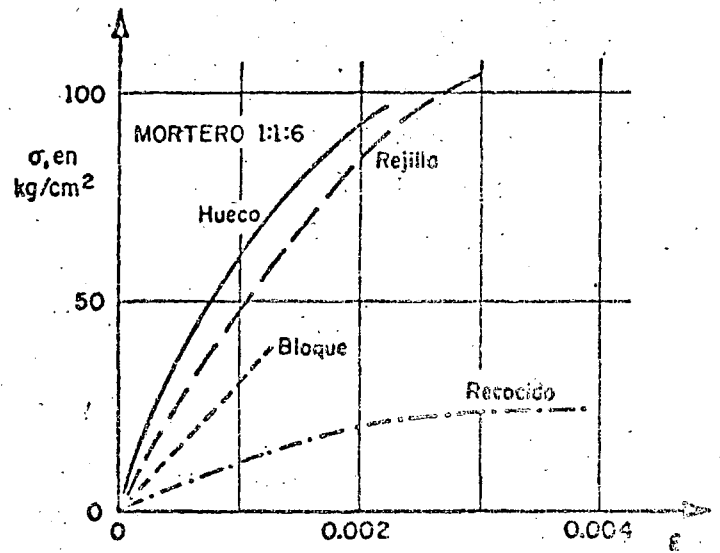
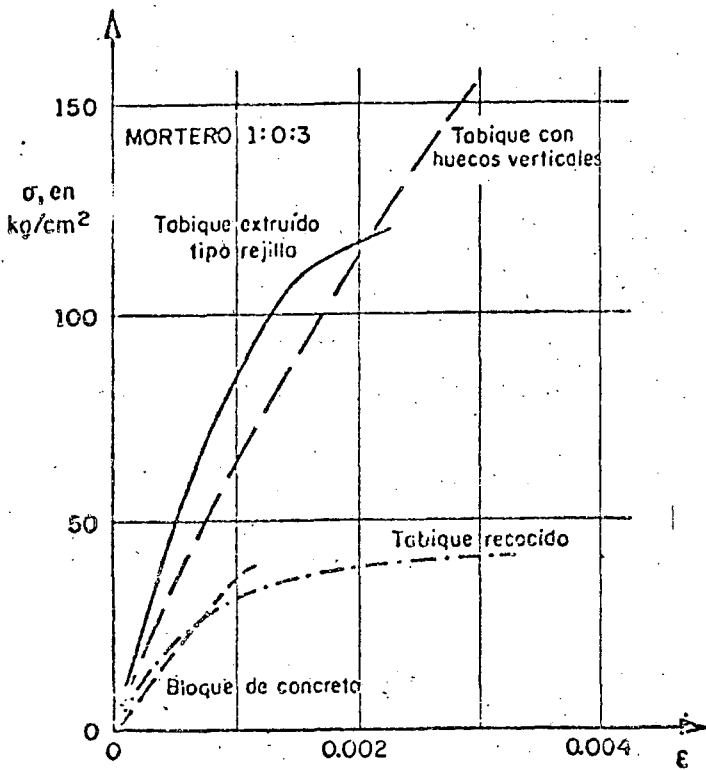


Fig 11 Curvas carga-deformación
para mampostería en compresión

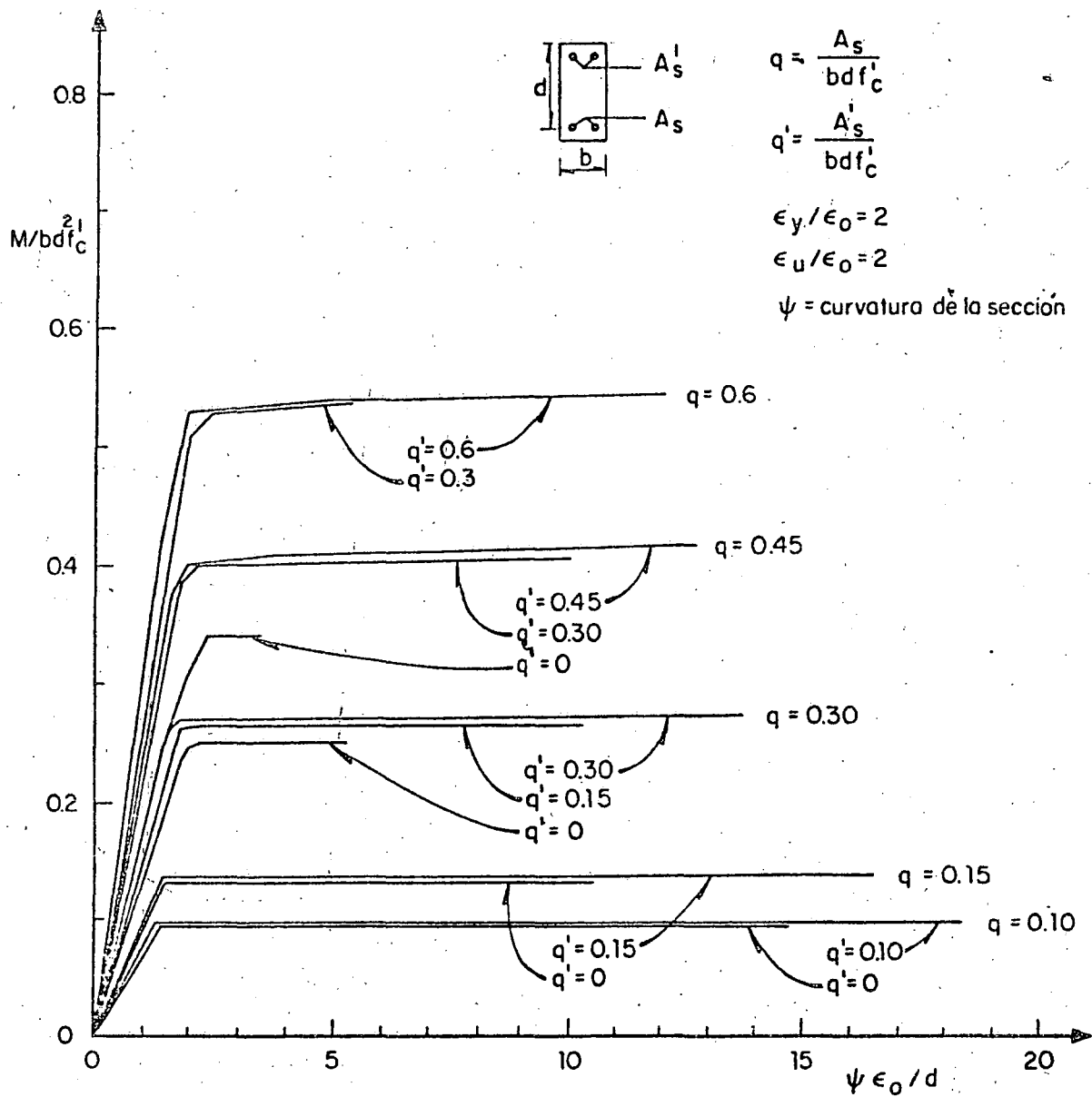
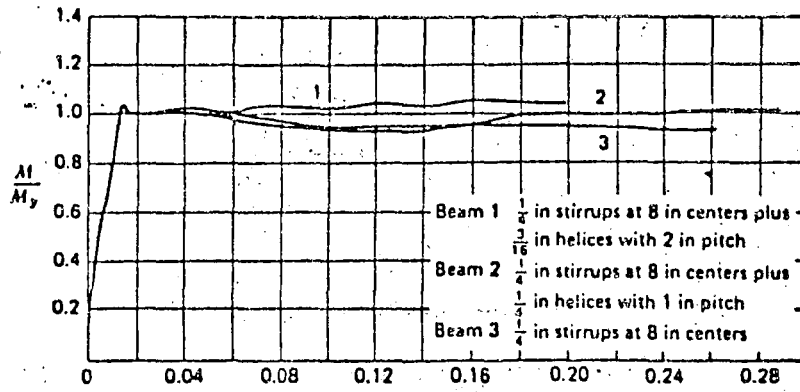
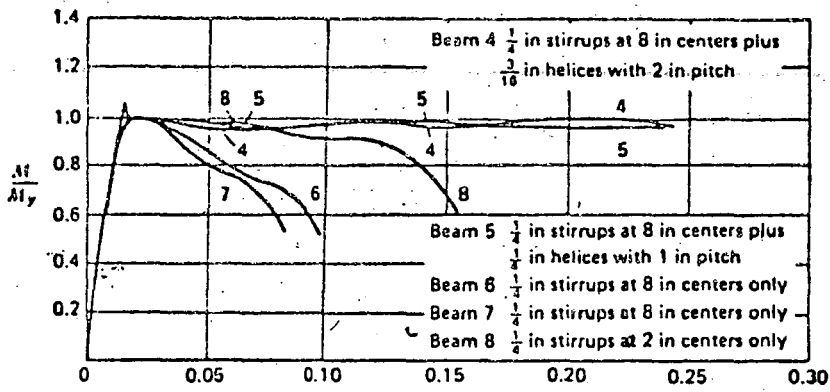


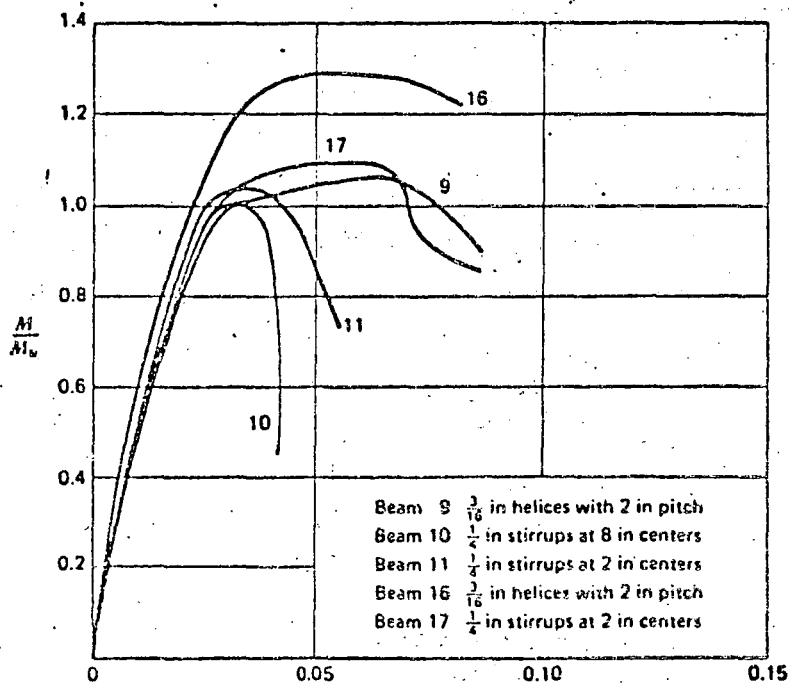
Fig 13 Relaciones Momento-Curvatura para secciones de concreto reforzado sujetas a flexión



a) Vigas subreforzadas

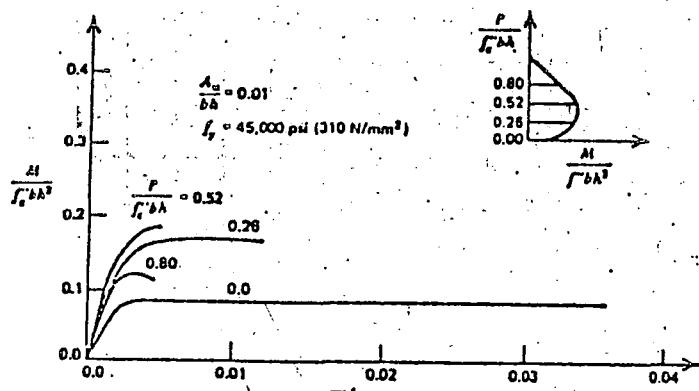


b) Vigas con falla balanceada

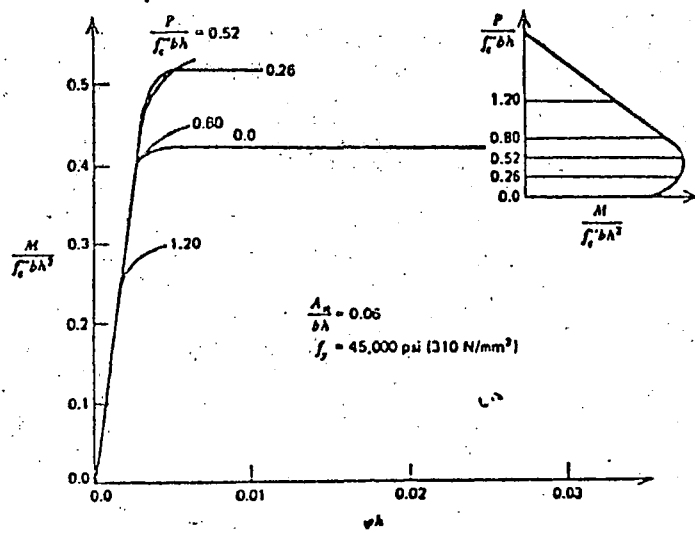


c) Vigas sobreforzadas

Fig 14 Efecto del refuerzo transversal en la relación momento-curvatura de concreto reforzado sujeto a flexión



a) Columna con baja cantidad de refuerzo



b) Columna con alta cantidad de refuerzo

Fig 15 Relaciones momento-curvatura de secciones de concreto sujetas a flexocompresión

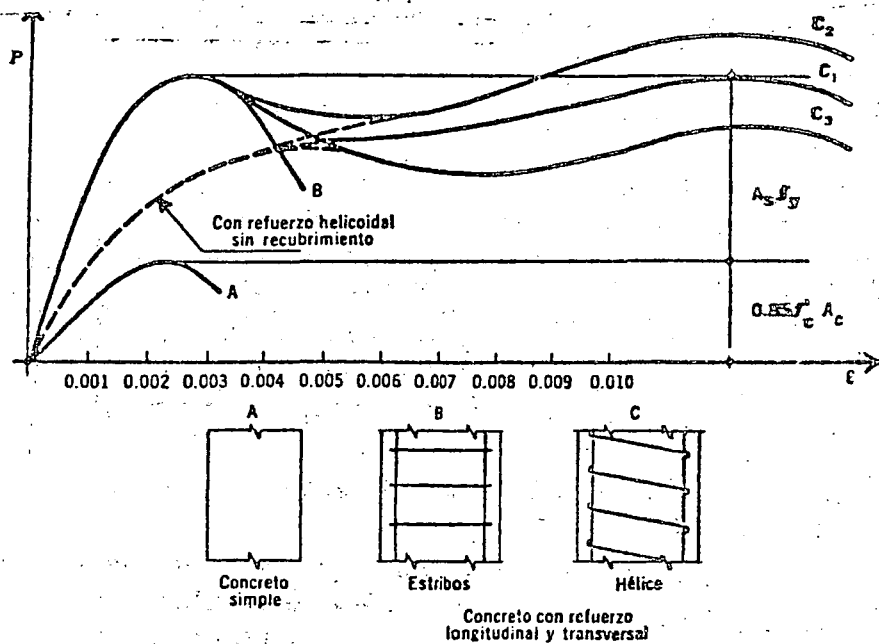
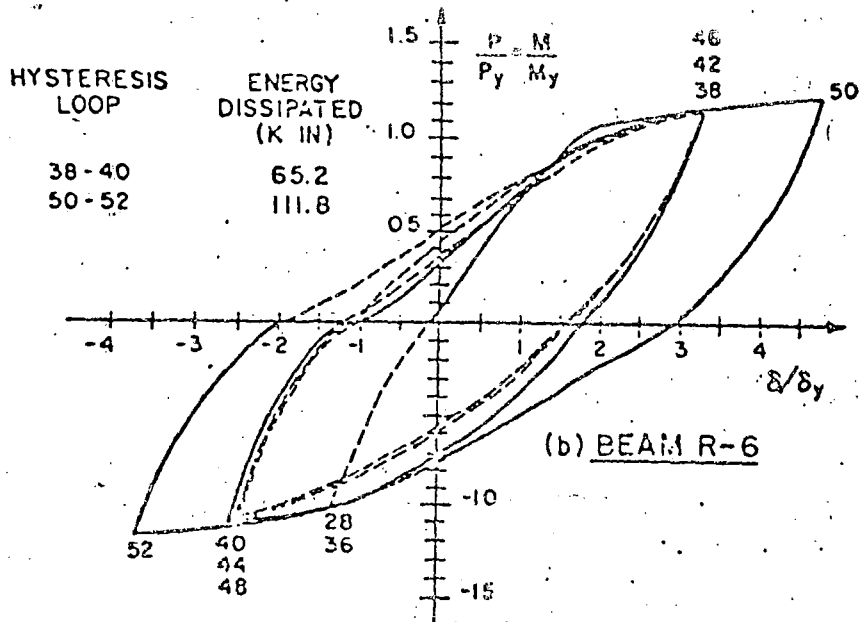
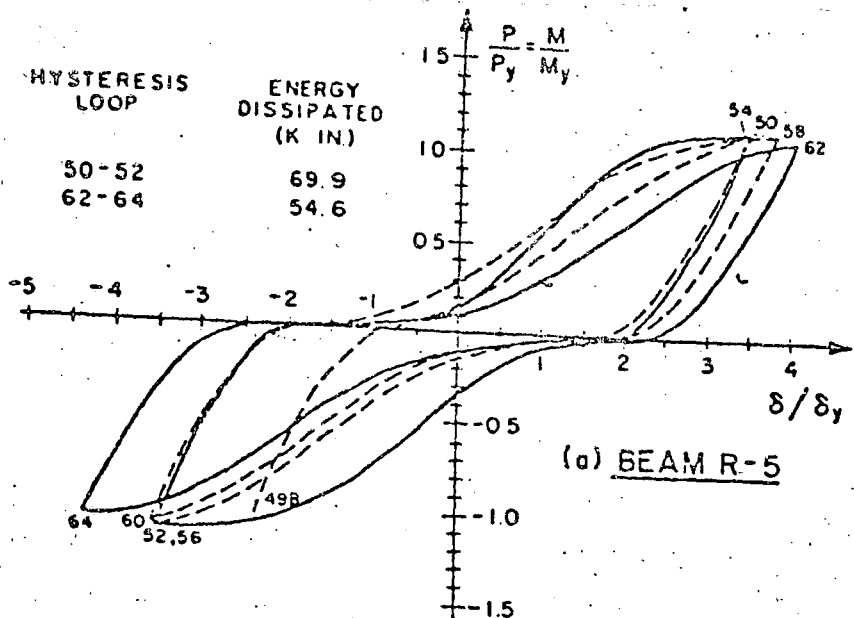


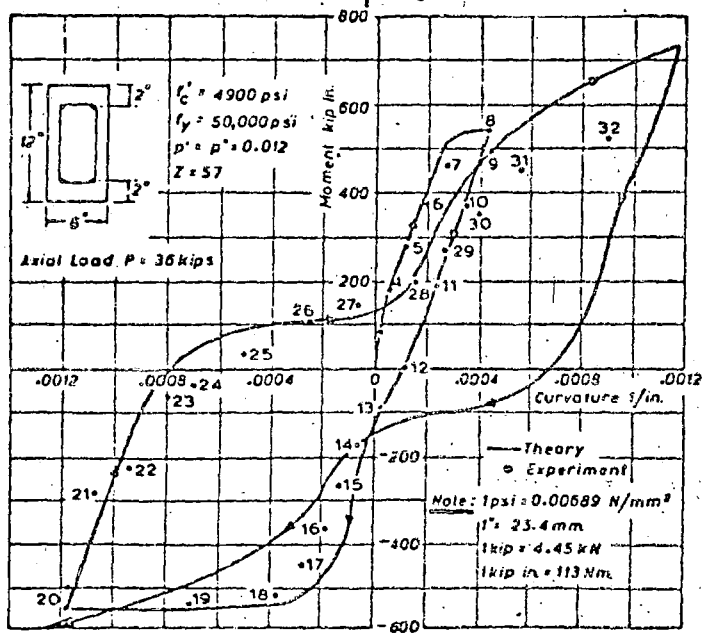
Fig 16 Efecto de confinamiento en la ductilidad de columnas



a) Falla por flexión con esfuerzos cortantes bajos

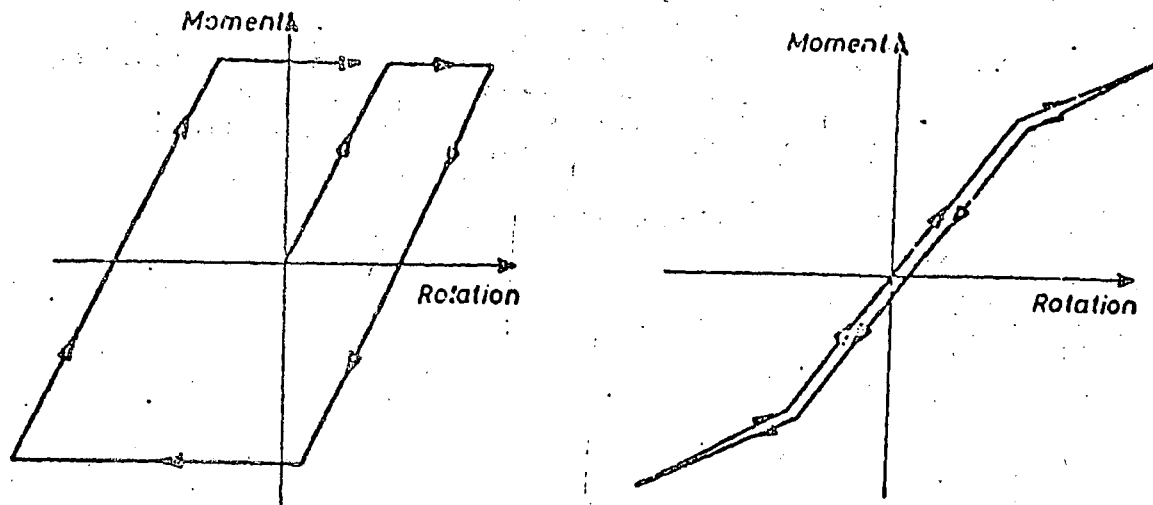


b) Falla por flexión con esfuerzos cortantes altos



c) Columna con carga axial baja

Fig 17 Comportamiento histerético de secciones de concreto reforzado



a) Concreto reforzado

b) Concreto presforzado

Fig 18. Comparación del comportamiento histerético del concreto reforzado y presforzado

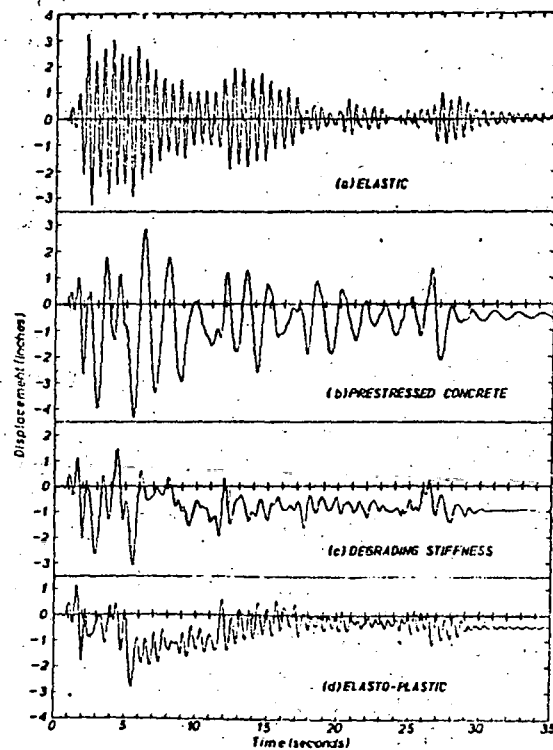
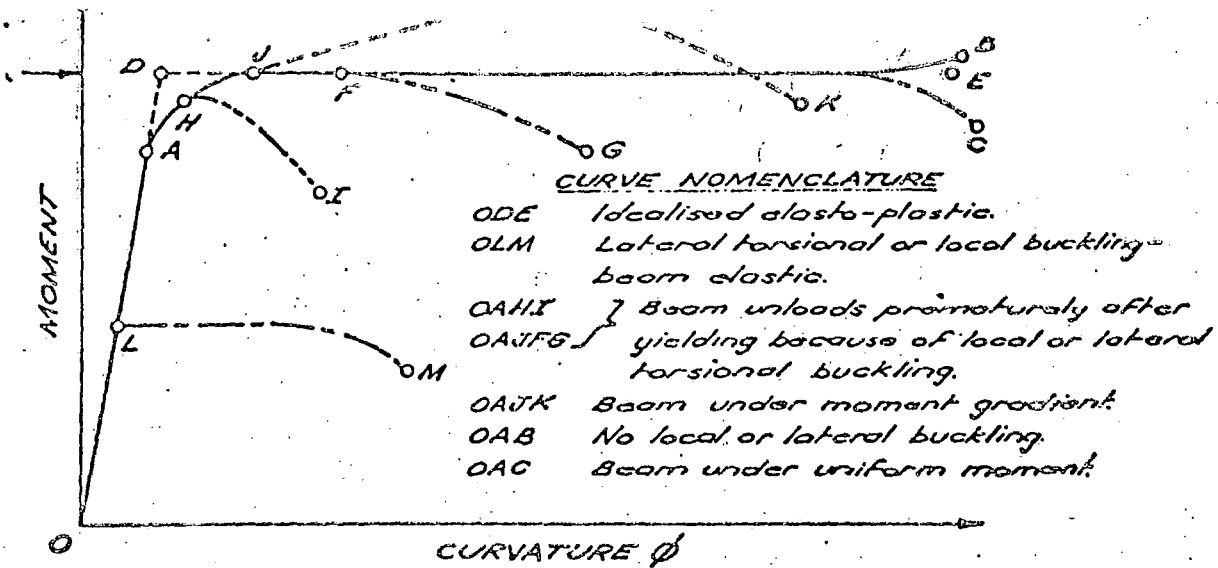


Fig 19 Comparación de deformaciones ante un sismo de un elemento de concreto reforzado y uno presforzado



a) Vigas

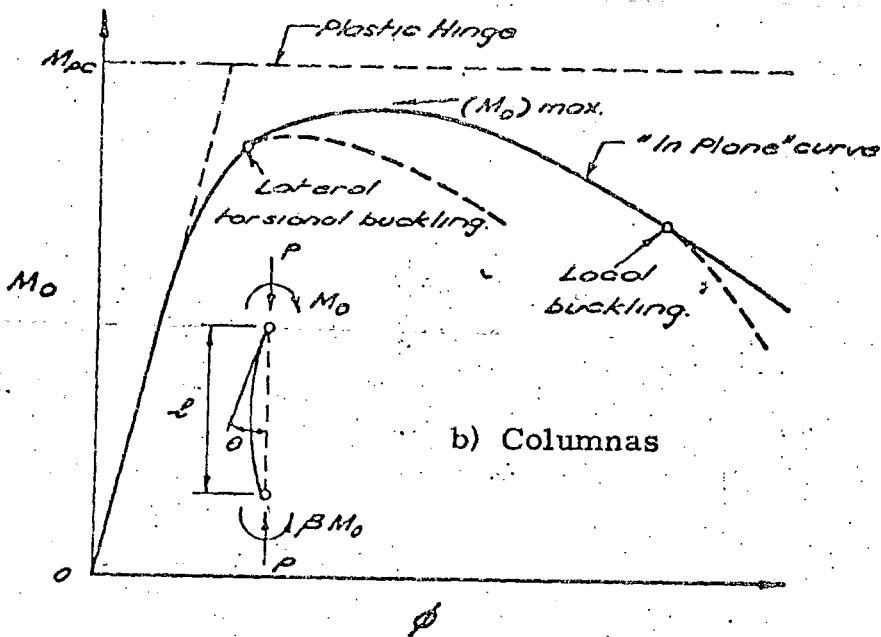


Fig 20 Relaciones momento-curvatura idealizadas en elementos de acero estructural

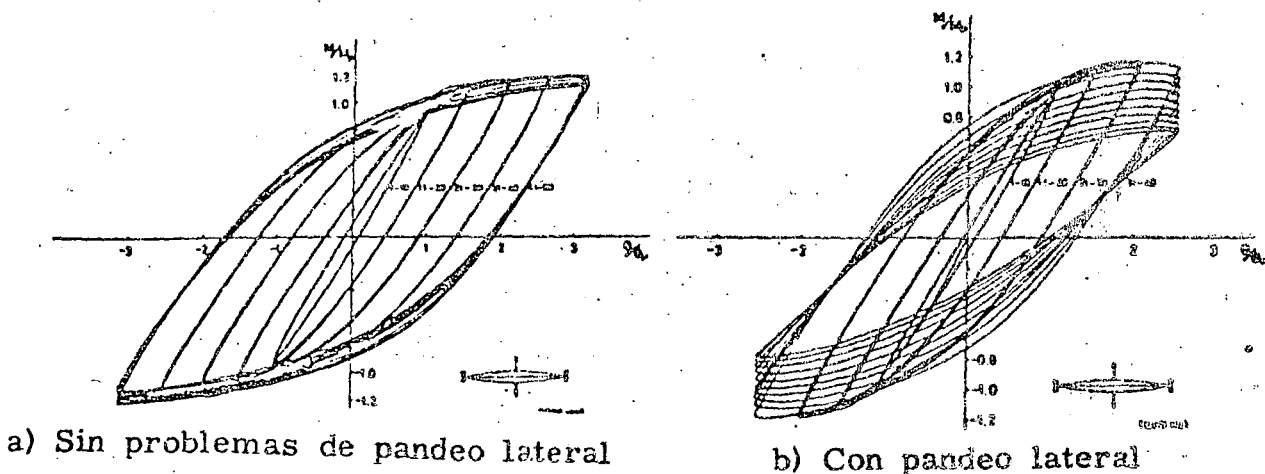
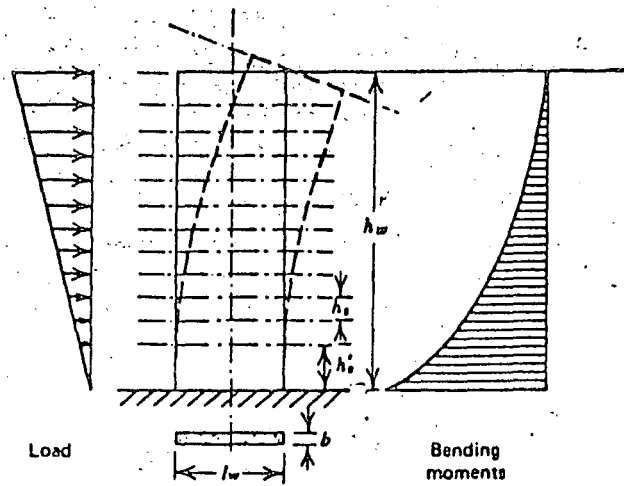
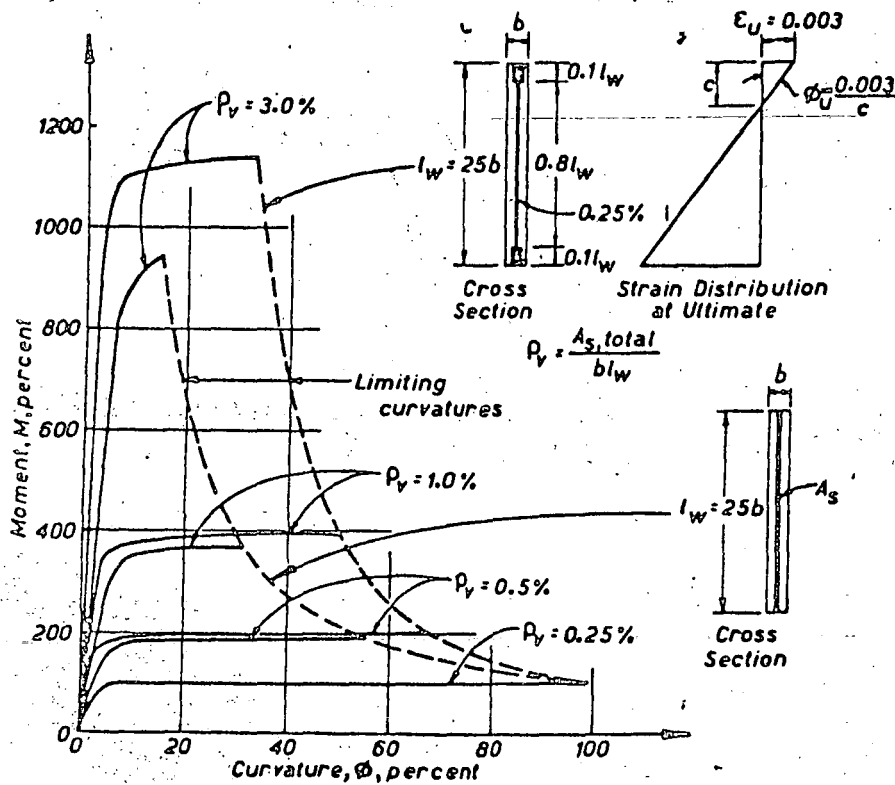


Fig 21 Comportamiento histerético de elementos de acero estructural

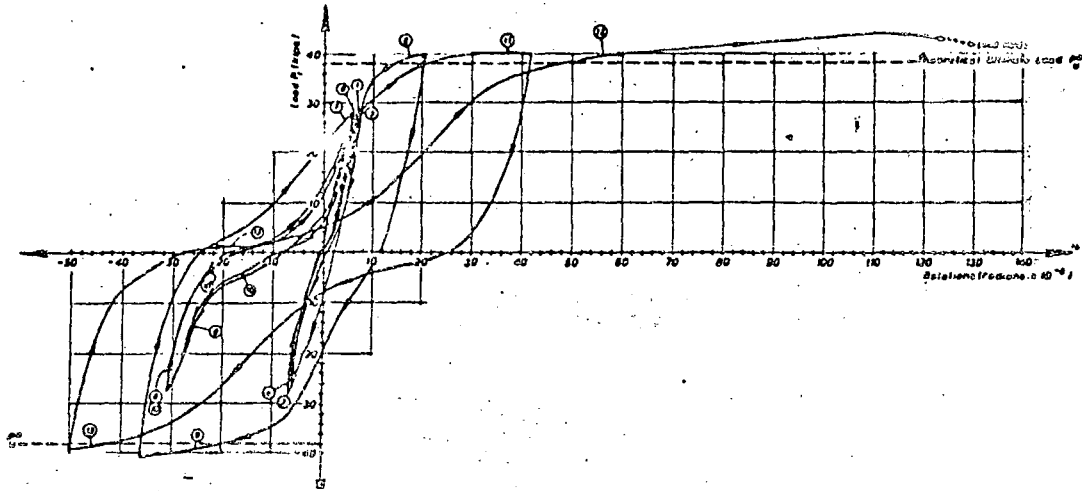


a) Deformaciones

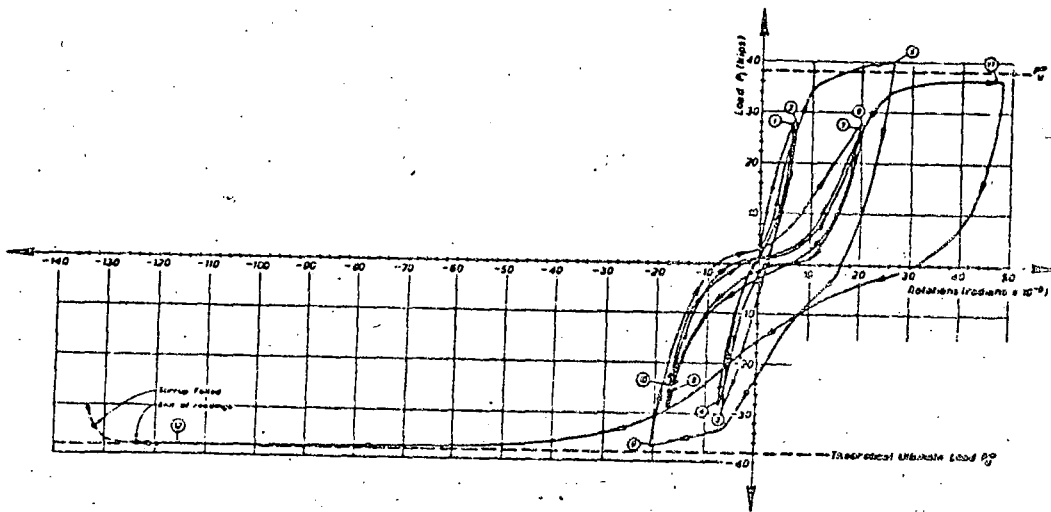


b) Relación momento-curvatura para distintas cuantías de refuerzo

Fig 22 Comportamiento de muros altos sujetos a cargas laterales

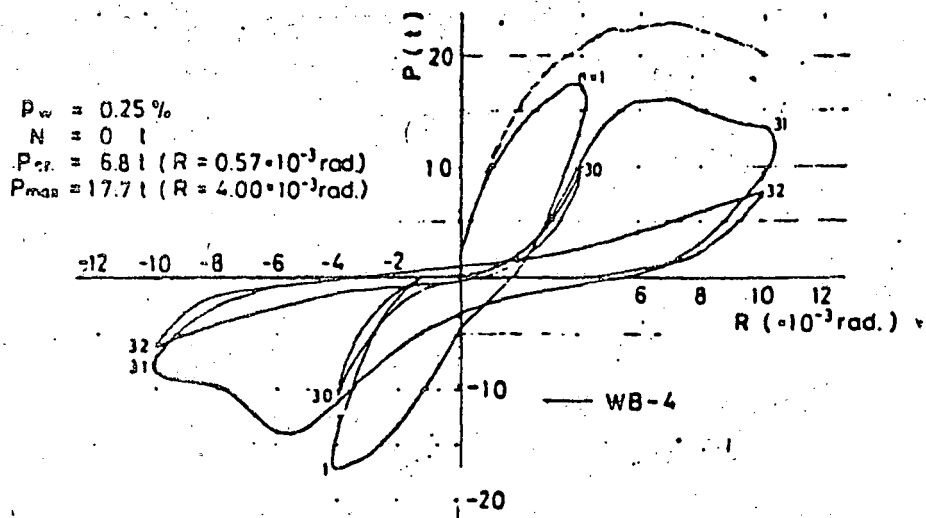


a) Falla por flexión sin agrietamiento diagonal

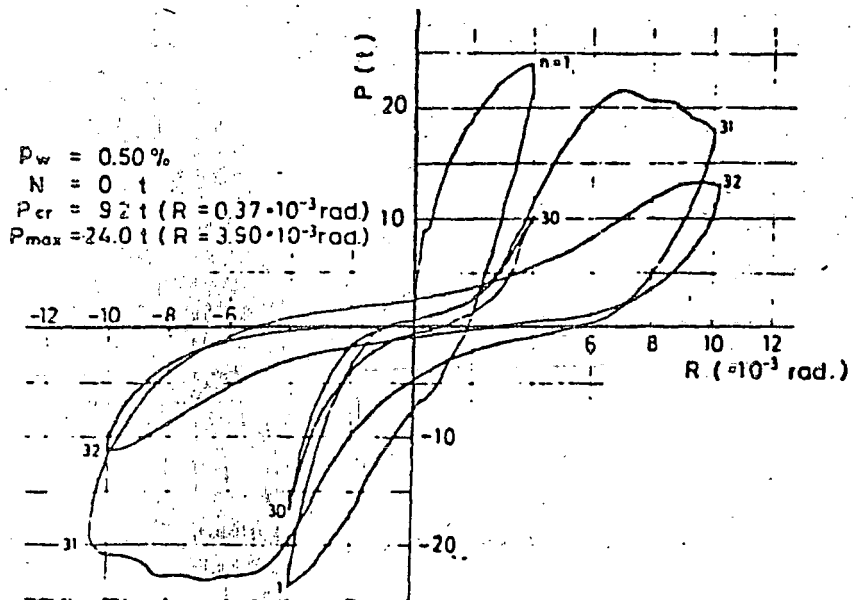


b) Falla por flexión después de agrietamiento diagonal

Fig 23 Ciclos histeréticos para muros cortos con falla por flexión

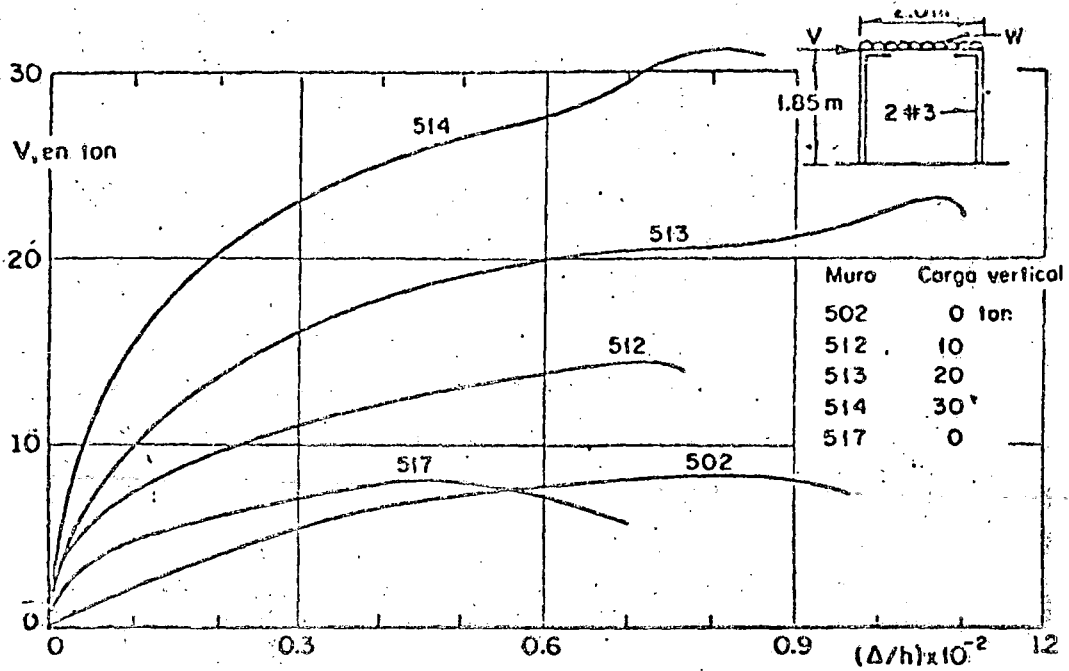


a) Cuantía de refuerzo horizontal 0.25%

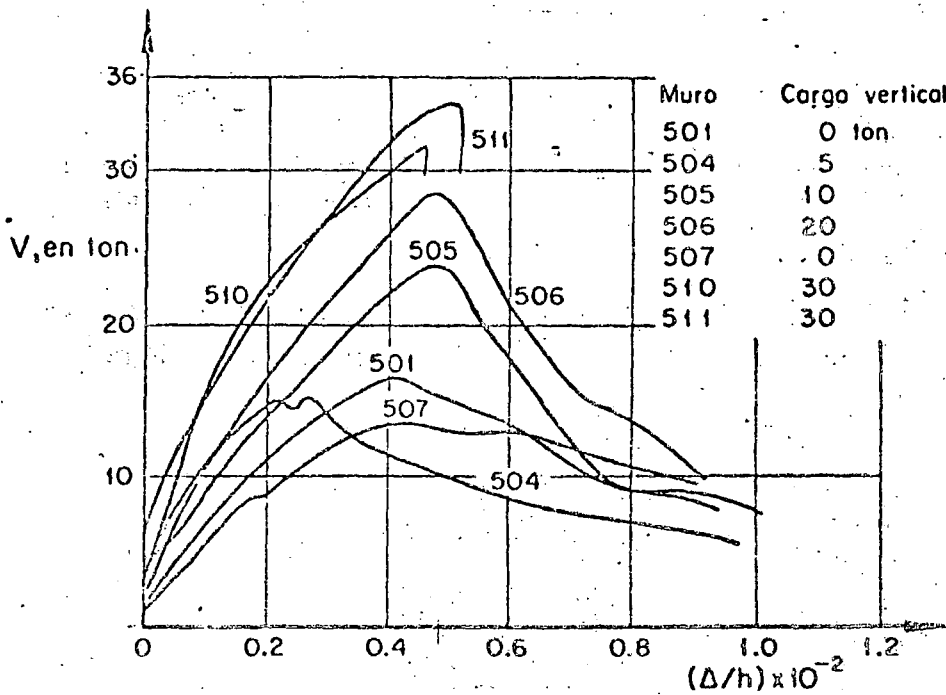


b) Cuantía de refuerzo horizontal 0.5%

Fig 24 Ciclos histeréticos en muros cortos con falla por cortante

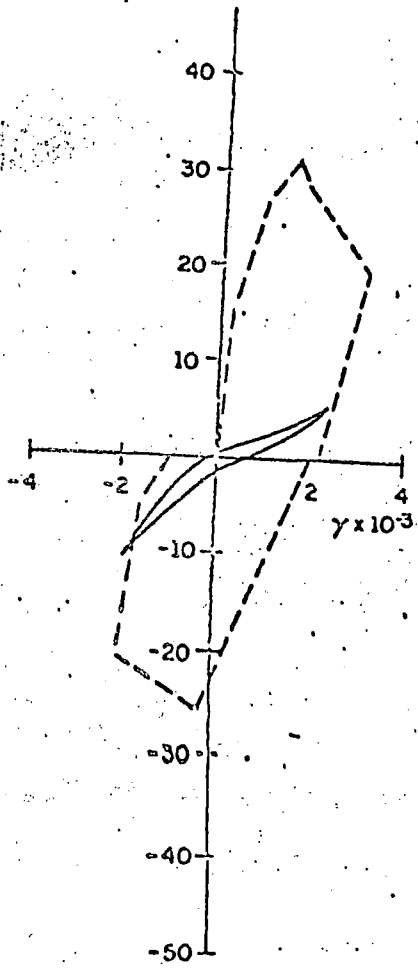


Muros de bloque de concreto. Falla en flexión. Efecto de la carga vertical

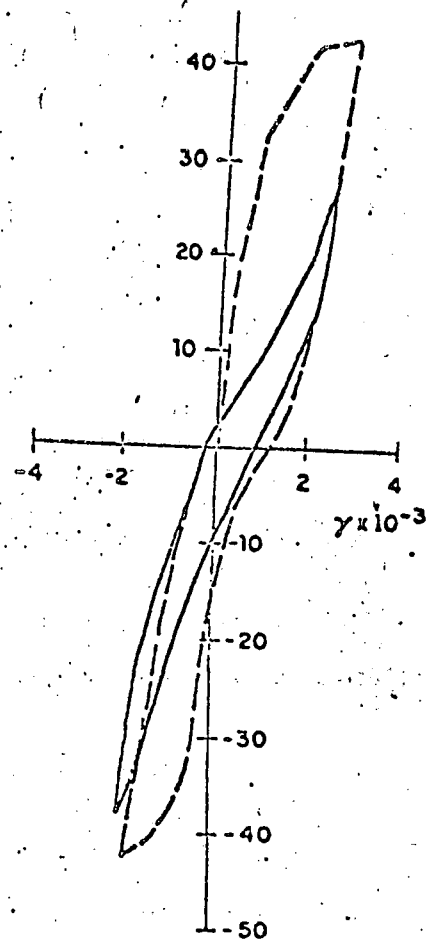


Muros de bloque de concreto. Falla en tensión diagonal. Efecto de la carga vertical

Fig 25 Curvas Carga deformación para muros de mampostería

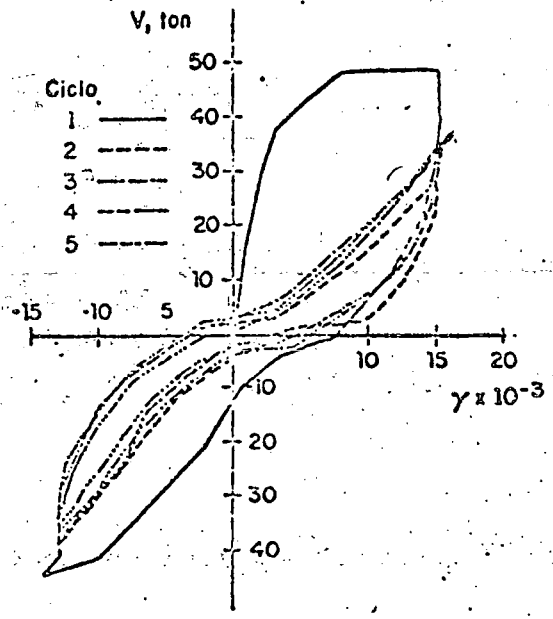


a) Sin carga vertical



b) Carga vertical (Esfuerzo de compresión 4.5 kg/cm²)

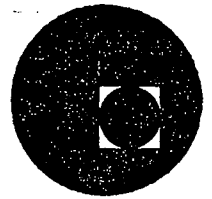
a) Efecto de la carga vertical en el deterioro. Ensayes en voladizo. Muros con refuerzo interior. Falla de cortante¹.



b) Comportamiento histerético de muro con marco

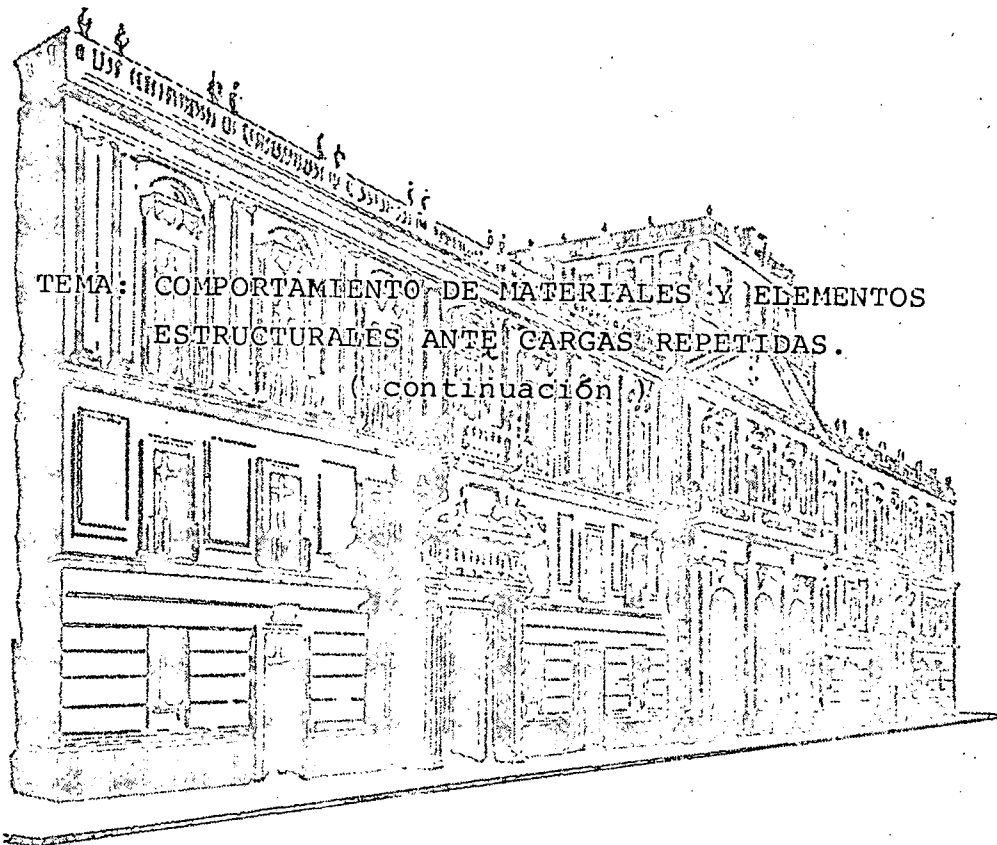


centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



III CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERIA SISMICA

DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOS



TEMA: COMPORTAMIENTO DE MATERIALES Y ELEMENTOS
ESTRUCTURALES ANTE CARGAS REPETIDAS.
(continuación)

DR. ROBERTO MELI

JULIO DE 1977

Palacio de Minería

Calle de Tacuba 5,

primer piso.

México 1, D. F.

Tel: 521-40-20



BUNILNOR NÓTSOUBO OB OITNOR
 201018980 201018980 201018980
 201018980 201018980 201018980



2. ANALISIS TRIDIMENSIONAL DE EDIFICIOS CON MUROS

En este capítulo se presenta el procedimiento que debe seguirse para efectuar el análisis tridimensional de edificios con muros sujetos a cargas laterales. En la sección 2.1 se enumeran las hipótesis generales que se hacen y se discute las limitaciones que conllevan; en la sección 2.2 se indica el procedimiento general que hay que seguir para llevar a cabo el análisis, y, finalmente, en las secciones 2.3 y 2.4 se describen dos métodos alternativos de realizar algunos de los pasos del procedimiento general, mencionando sus respectivas ventajas y desventajas.

2.1 Hipótesis generales

Para hacer el análisis tridimensional de edificios se hacen las siguientes suposiciones, que son realistas para la mayoría de edificios:

- i) La estructura tiene un comportamiento elástico lineal

ii) El edificio está formado por un conjunto de sistemas planos rectangulares verticales, que están conectados horizontalmente por los sistemas de piso, en cada uno de los niveles. Los elementos verticales de los sistemas planos son columnas y/o muros, y sus elementos verticales son las vigas o el sistema de piso, que puede ser remplazado por una viga equivalente. En la fig 1 se presenta un esquema típico de un sistema plano.

iii) La rigidez de los sistemas de piso en su propio plano es infinita por lo cual funcionan como diafragmas rígidos.

iv) Los muros son columnas anchas, es decir, se consideran en ellos las deformaciones producidas por cortante.

v) Las zonas de las vigas que están dentro de los muros son indeformables, es decir, infinitamente rígidas a flexión. En la fig 2 se ilustran estas hipótesis y la (iv).

vi) Se desprecia la rigidez torsional de vigas, columnas y muros.

vii) Las fuerzas laterales están aplicadas a nivel de los sistemas de piso del edificio.

La hipótesis (ii) y (iii) implican que cada sistema plano rectangular que constituye el edificio tiene sólo un grado de libertad por nivel, que es el posible desplazamiento lateral de ese nivel (igual para todas las columnas y/o muros del sistema plano). Esta hipótesis implican también que el edificio completo tiene tres grados de libertad por nivel, que son los tres posibles movimientos de cuerpo rígido del sistema de piso en su propio plano: dos traslaciones en las direcciones de dos ejes

ortogonales y una rotación alrededor de un eje normal al piso.

Las hipótesis (v) y (vi) fueron propuestas por Frischman y otros (ref 3) y han sido usadas por varios autores (ref 4 y 5). En el desarrollo de este trabajo se han comparado sus resultados con soluciones obtenidas con elementos finitos y con métodos aproximados propuestos por Stamato y Stafford-Smith (ref 6), las diferencias no fueron significativas en ninguno de los casos estudiados.

2.2 Procedimiento de análisis

Con base en las hipótesis establecidas en la sección precedente, el análisis tridimensional de edificios consiste de los siguientes pasos:

- I) Calcular la matriz de rigideces lateral \underline{K}_j de cada sistema plano j que forma el edificio
- II) Calcular, a partir de las matrices de rigideces de los sistemas planos, la matriz de rigideces del edificio completo \underline{K}
- III) Para cada caso de fuerzas laterales \underline{F} , calcular los desplazamientos \underline{U} del edificio completo: $\underline{U} = \underline{K}^{-1} \underline{F}$
 - calcular los desplazamientos laterales \underline{D}_j de cada sistema plano.
 - calcular los elementos mecánicos de los componentes (viga, columna o muro) de cada sistema plano.

En las secciones 2.3 y 2.4 se describen dos métodos para ejecutar estos pasos.

2.3 Método general

Paso 1. Para determinar la matriz de rigideces lateral de cada sistema plano j se procede como sigue:

- Se permiten los siguientes grados de libertad: un desplazamiento vertical y un giro en el plano del sistema por cada nudo; y un desplazamiento horizontal por cada nivel (todos los nudos de ese nivel tienen este mismo desplazamiento horizontal). Esto se ilustra en la fig 3. Se supone que las columnas y muros están empotrados en la cimentación del edificio, por lo que allí no se permiten ni desplazamientos ni giros. Si hay N nudos y L niveles en el sistema plano, su número de grados de libertad es $(2N + L)$.
- Se determina la matriz de rigideces del sistema plano j , correspondiente a los $(2N + L)$ grados de libertad mencionados. Para esto es necesario conocer las matrices de rigideces de las vigas (que pueden tener extremos infinitamente rígidos) y de las columnas (que pueden ser anchas); estas matrices se dan explícitamente en el apéndice A, para los grados de libertad indicados en la fig 4, que son los que corresponden a los escogidos en el sistema plano. La matriz de rigideces del sistema se obtiene ensamblando las matrices de todos los elementos, es decir sumando los aportes de las matrices de rigideces de los elementos que correspondan a los grados de libertad del sistema. La matriz resultante es cuadrada de orden $(2N + L)$
- Se eliminan de la matriz de rigideces los grados de libertad correspondientes a los nudos, y se obtiene una nueva matriz de rigideces que está escrita en términos de solamente los desplazamientos de los niveles, que es la matriz de

rigideces lateral \underline{K}_j del sistema plano j -ésimo. El proceso de eliminación se denomina condensación estática y para efectuarlo se expresan los grados de libertad que se desea eliminar en términos de los que se desea retener. La forma detallada de efectuar esta operación se describe en el apéndice B. La matriz resultante es de $L \times L$.

Paso II. La matriz de rigideces del edificio completo se obtiene de la siguiente forma:

- Se transforman las matrices de rigideces lateral \underline{K}_j de cada uno de los sistemas planos que constituyen el edificio, de modo que estén expresadas en términos de los grados de libertad del edificio completo. Para hacerlo se determinan las relaciones geométricas que existen, en cada nivel, entre los desplazamientos laterales de los sistemas y los del piso del edificio. La manera detallada de hacer las transformaciones se describe en el apéndice C. Se llama \underline{K}_j^* a las matrices resultantes, que son cuadradas de orden $3L$.
- La matriz de rigideces del edificio es:

$$\underline{K} = \sum_i \underline{K}_i^*$$

y también es de $3L \times 3L$.

Nótese que hasta aquí no ha sido necesario conocer las fuerzas laterales aplicadas a la estructura.

Paso III. Los desplazamientos laterales \underline{U} del edificio se calculan conociendo las fuerzas laterales \underline{F} , que están aplicadas en sus niveles y son, en general, dos fuerzas en las direcciones de los ejes ortogonales y un momento torsionante

(alrededor de un eje normal al piso). Estas fuerzas corresponden a los tres grados de libertad que tiene el edificio en cada nivel. El problema consiste en resolver el sistema de ecuaciones lineales:

$$\underline{K} \underline{U} = \underline{F}$$

Una manera de hacerlo es invertir la matriz \underline{K} y calcular \underline{U} como:

$$\underline{U} = \underline{K}^{-1} \underline{F}$$

Si hay distintos casos de cargas laterales el producto se hará una vez por cada caso de carga, pero la matriz se invierte una sola vez. Luego, empleando las relaciones geométricas entre los desplazamientos laterales \underline{D}_i de cada sistema plano y los de los pisos del edificio \underline{U} , que ya se han deducido para efectuar el paso II, se calcula \underline{D}_i (véase la expresión C 3 del apéndice C)

Los desplazamientos correspondientes a los grados de libertad eliminados en el paso I se pueden calcular a partir de \underline{D}_i , usando la expresión B 1 del apéndice B. Así se conocen todos los desplazamientos de todos los nudos y, usando las matrices de rigideces de cada elemento (viga o columna), que se dan en el apéndice A, se pueden calcular sus respectivos elementos mecánicos.

2.4 Método simplificado

Paso I. Para determinar la matriz de rigideces lateral de cada sistema plano j se usa un sistema plano reducido equivalente, que tiene mucho menos grados de libertad que el sistema original. En el capítulo 3 se describe como definir este sistema equivalente y como calcular su rigidez lateral; la simplificación resulta, esencialmente, de que cada elemento del sistema equivalente representa a varios elementos

del sistema real.

Paso II. A partir de las matrices de rigideces laterales de cada sistema plano j , se calcula la matriz de rigideces K del edificio de la misma manera que en el método general.

Paso III. Los desplazamientos laterales D_i de cada sistema plano se calculan también de igual forma que en el método general.

Para determinar los elementos mecánicos hay que conocer los giros de todos los nudos, pero estos no se han considerado en el paso I y en consecuencia no es posible calcularlos en forma directa a partir de D_i .

En cambio sí puede usarse el método de distribución de momentos para calcular los momentos flexionantes, teniendo en cuenta que en las vigas los momentos de empotramiento son nulos y en las columnas valen $\frac{6 E I \delta}{(1 + \alpha) h^2}$, donde δ es el desplazamiento del entrepiso correspondiente y E , I , α y h están definidos en el apéndice A. Los coeficientes de rigidez y factores de transporte pueden ser modificados para incluir el efecto de las deformaciones por cortante en las columnas, y la existencia de zonas extremas infinitamente rígidas en las vigas. (Véase el apéndice D).

2.5 Programas para computadoras

El método general descrito en la sección 2.2 puede programarse en todas sus etapas en forma integrada. Un programa de este tipo requiere como datos la

geometría y ubicación de cada sistema plano que conforma el edificio y las cargas laterales a que éste está sujeto en cada nivel. Como resultados se obtienen los desplazamientos laterales del edificio y de cada sistema plano, y los elementos mecánicos de todas las vigas, columnas y muros. Wilson y Dovey presenta en la ref 9 un programa muy completo y eficiente, denominado TABS, que usa el método aquí presentado como general; este programa también puede hacer el análisis dinámico de edificios. El programa está escrito en FORTRAN IV y sus características más sobresalientes son su velocidad y el eficiente aprovechamiento que hace de las técnicas de programación y de las unidades accesorias de memoria de una computadora. La adaptación de este programa a una computadora grande es relativamente sencilla, en cambio es difícil en una computadora pequeña.

Recientemente se ha publicado (ref 13) una versión más amplia del programa TABS, en la cual los componentes del edificio son sistemas tridimensionales no necesariamente planos. Esto permite, en ciertos casos, evitar las incompatibilidades en los desplazamientos verticales que se mencionan al final de esta sección. Además se puede tomar en cuenta la rigidez torsional de los muros, vigas y columnas. En la ref 14 se presenta una adaptación de esta versión del programa a la computadora B7700 del Centro de Servicios de Cómputo de la UNAM, acompañada de un instructivo para datos y de ejemplos que ilustran como usar esta adaptación.

En los apéndices F y G se presentan los programas que se elaboraron siguiendo el método simplificado de análisis tridimensional, y que permiten hacer el análisis sísmico estático como se propone en la sección 4.1 de este trabajo y calcular los elemen

tos mecánicos en vigas, columnas y muros, para distintas combinaciones de las cargas verticales y laterales. Estos programas se han escrito buscando el mínimo uso de memoria, para que quepan en una computadora pequeña.

2.6 Observaciones y comentarios

De los métodos propuestos en las secciones, 2.2 y 2.3 se puede considerar como "exacto" el método general, en el sentido de que es la forma más precisa de proceder dentro de las limitaciones que imponen las hipótesis generales. Se recomienda usar este método cuando se disponga de la computadora y los programas apropiados. El programa presentado en las refs 13 y 14 permite efectuar el análisis dinámico del edificio y calcular los elementos mecánicos para distintas combinaciones de cargas verticales y laterales. Sin embargo, un computador grande es una herramienta de la que no siempre se dispone; en estos casos, puede usarse el método simplificado con ayuda de los programas de los apéndices F y G.

El procedimiento general de análisis, seguido en ambos métodos, solo hace compatibles, mediante los pisos rígidos, los desplazamientos laterales de los niveles de todos los sistemas planos que forman el edificio. Los demás desplazamientos se consideran independientes de un sistema plano a otro, condición que no cumplen los desplazamientos verticales de las columnas que se encuentran en la intersección de dos sistemas planos y pertenecen a ambos. Una forma aproximada de tomar en cuenta este hecho, para fines de diseño, es considerar que la carga axial en tales columnas es igual a la suma de las que se obtienen para ellas en cada uno de los sistemas planos a que pertenecen. Además los giros de estas columnas sólo son independientes entre

sí cuando los sistemas planos son ortogonales; por ésto, los métodos aquí propuestos no deben usarse cuando los sistemas planos que componen un edificio se corten en ángulos muy agudos en planta.

Tampoco estos métodos deben usarse cuando los pisos sean flexibles en su propio plano, porque en este caso no es válida la suposición de que los sistemas planos están unidos por diagragmas infinitamente rígidos, que se usa para formar la matriz de rigideces del edificio.

Es frecuente encontrar muros con huecos; cuando éstos son pequeños el muro trabaja como una sola columna ancha, pero si son grandes el muro se comporta como dos columnas anchas unidas por una trabe con extremos infinitamente rígidos como se ilustra en la fig 8. En este caso conviene tomar en cuenta las deformaciones por cortante en la trabe, incluyendo en su matriz de rigideces el término α que se introduce con este fin en la matriz de rigideces de las columnas (apéndice A). Varios autores (refs 15, 16 y 18) han estudiado el problema de un muro con una hilera central de huecos iguales, y han encontrado que el parámetro más importante para definir su comportamiento es αH , definido en la fig 14. En la ref 17 se aceptan las conclusiones de Marshall, quien ha establecido que cuando αH es mayor que 13 puede ignorarse la presencia de los huecos.

En el método simplificado se usan matrices de rigideces laterales obtenidas en forma aproximada, sin embargo los errores en los valores de los desplazamientos son pequeños (menores que el 3% en todos los casos estudiados). Una limitación más importante de este método es que no toma en cuenta los grados de libertad verticales, lo que implica despreciar los efectos de alargamientos y acortamientos de columnas; estos efectos son más

importantes en edificios con mayor relación altura a ancho y/o con vigas más rígidas y modifican las deformaciones laterales más que elementos mecánicos; aún no se han establecido criterios definitivos para decidir cuando estos efectos pueden despreciarse, en la ref 17 se considera que puede hacerse cuando la relación altura a ancho del edificio sea tres o menor.

3. SISTEMA EQUIVALENTE PARA CALCULAR LA RIGIDEZ LATERAL DE UN SISTEMA PLANO

3.1 Antecedentes

Se trata de calcular la matriz de rigideces lateral de un sistema plano como el mostrado en la fig 1. Varios autores han estudiado este problema para proponer formas de determinar los elementos mecánicos correspondientes a los componentes del sistema (muros, vigas y columnas) cuando está sujeto a cargas laterales. (Véase, por ejemplo, las ref 6, 7 y 8).

Esta matriz de rigideces lateral, dentro de las hipótesis de la sección 2.1, se puede determinar en forma exacta como se describe en sección 2.3; sin embargo este procedimiento es apropiado para programarse en una computadora grande, especialmente si se trata de un sistema plano con muchos nudos, por lo que es deseable tener un método simplificado que, sin pérdidas exageradas en la precisión, permita obtener la matriz

de rigideces lateral con una computadora pequeña, o aún en forma manual. El método que aquí se propone logra este objetivo.

3.2 Componente básico del sistema equivalente

El componente básico del sistema equivalente es el conjunto de vigas y columnas mostrado esquemáticamente en la fig. 5, en la cual se indican las cantidades que son necesarias para definirlo. Las alturas son las correspondientes al sistema real. También se muestran los grados de libertad del componente. La ilustración representa el caso de cualquier número de niveles aunque solo se presenten cuatro.

Cada columna y cada viga del componente básico representan, respectivamente, a un conjunto de columnas o vigas del sistema plano real. Si E es el módulo de elasticidad, I , el momento de inercia, G , el módulo de cortante y Ω , el área efectiva de cortante de una columna o viga de sistema real, entonces las propiedades en cada nivel i , del componente básico son:

$(EI)_i$ = Suma de EI de las columnas de un piso, que representa el componente.

$(G\Omega)_i$ = Suma de $G\Omega$ de las columnas de ese piso, que representa el componente.

$\left(\frac{EI}{L}\right)_i$ = Suma de $\frac{2EI}{l} \left(\frac{1}{\lambda^3}\right)$ por cada vez que una viga llega a una columna representada en el componente.

Los valores l y λ de cada viga se definen en la fig. 4a.

Dentro de las columnas se incluye a los muros. En columnas de dimensiones normales no es necesario considerar deformaciones por cortante y no se tiene que dar el valor de $(G\Omega)_i$, en cambio para muros es indispensable darlo. Cuando se trate de una viga que llega a un muro, λ tendrá un valor menor que 1; para vigas que llegan a columnas normales $\lambda = 1$. En el ejemplo que se presenta en el siguiente capítulo se ilustra el cálculo numérico de estas propiedades. Nótese que no es necesario dar valores de E , I , G , Ω y L para los elementos de componente básico, basta dar las tres cantidades por nivel antes indicadas.

3.3 Sistema equivalente y su matriz de rigideces lateral

Para construir el sistema equivalente se divide a las columnas del sistema plano en grupos tales que cada uno de ellos contenga columnas de propiedades similares. Se ha comprobado en este trabajo que los errores son pequeños si el valor de EI de la columna más rígida de un grupo no es más de ocho veces mayor que el de la columna menos rígida de ese mismo grupo. Generalmente son necesarios dos grupos: uno contiene a las columnas normales y otro, a los muros. Si las columnas y muros tienen dimensiones y/o son de materiales muy diferentes son necesarios más grupos.

A cada grupo le corresponde un componente básico cuyas propiedades se calculan como se indica en la sección 2.3. Todos los componentes básicos que resulten se acoplan de modo de que sus desplazamientos laterales sean los mismos, como se ilustra en la fig 6. Nótese que los componentes básicos pueden no tener el mismo número de niveles o que puede tratarse de un solo componente, en cuyo caso no se necesita hacer el acoplamiento; y que los giros de un componente son independientes de

los giros de los demás.

Ahora se puede calcular la matriz de rigideces de cada componente, referida a todos sus grados de libertad (fig 5), ya que la matriz de rigideces de una columna es conocida (apéndice A) y la rigidez rotacional de las vigas es $3EI/L$. Luego por condensación estática (apéndice B) se eliminan las rotaciones y se obtiene la matriz de rigideces lateral del componente.

La matriz de rigideces lateral del sistema equivalente se obtiene sumando las de todos sus componentes básicos.

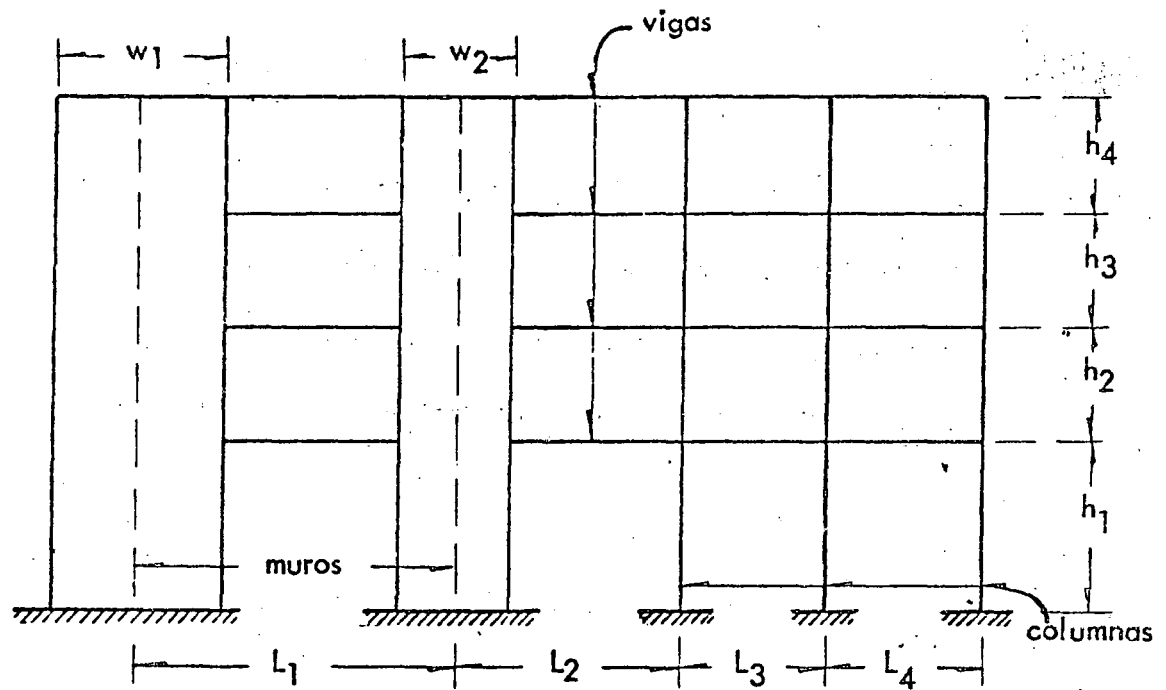


Fig 1. Sistema plano rectangular típico.

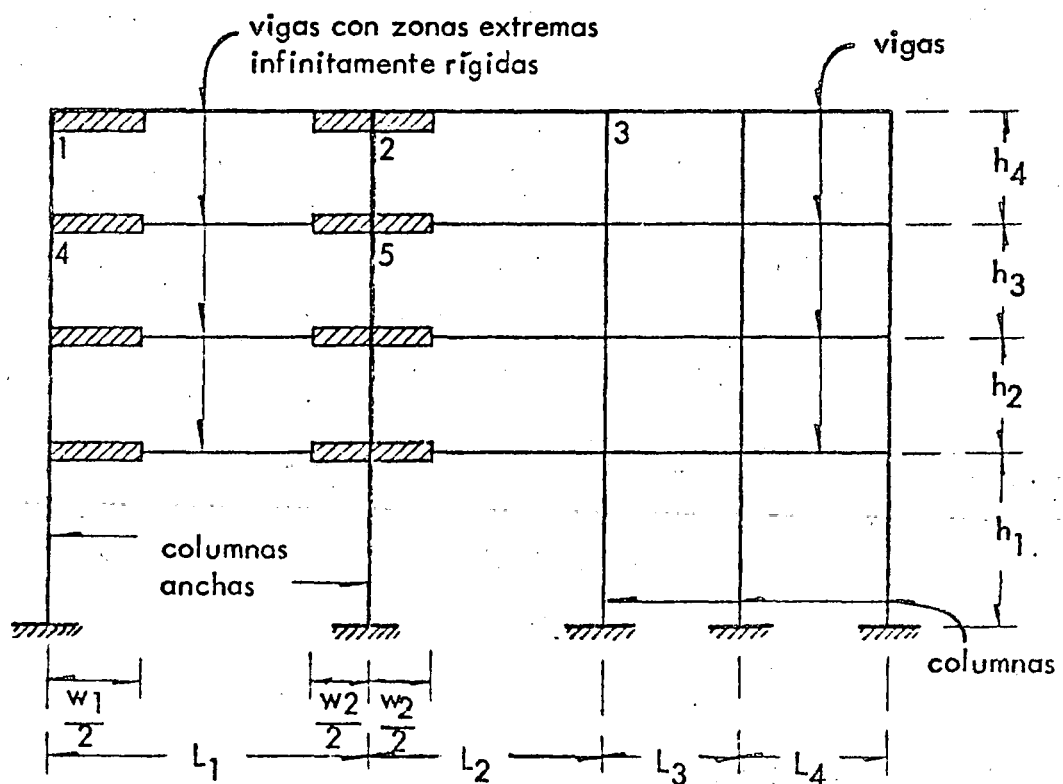
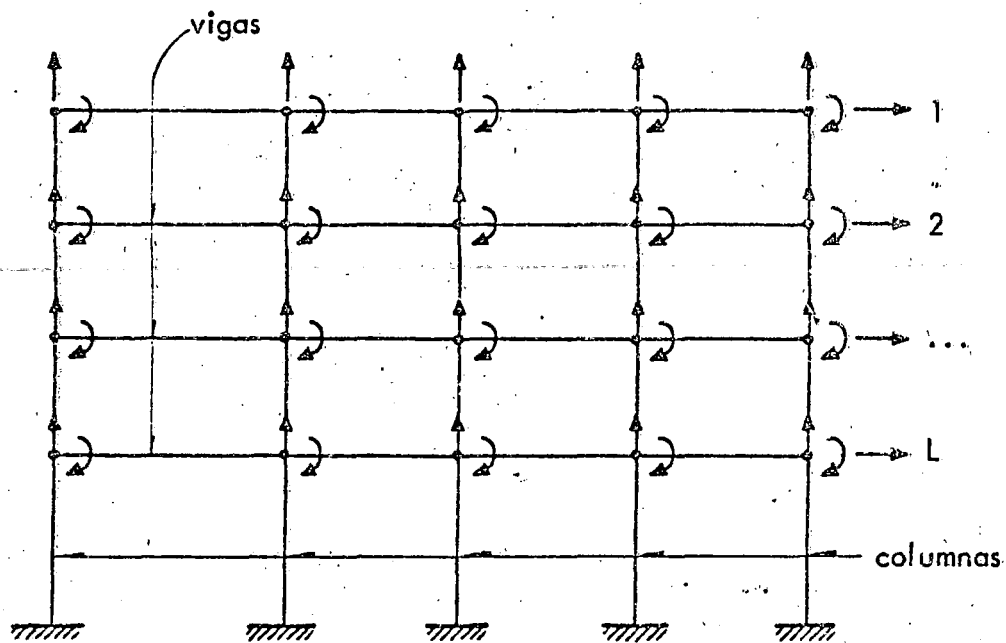


Fig 2. Idealización del sistema plano de la fig 1.



Nota: las columnas pueden ser anchas y las vigas pueden tener extremos infinitamente rígidos

Fig 3. Grados de libertad en un sistema plano idealizado, para emplear el método general

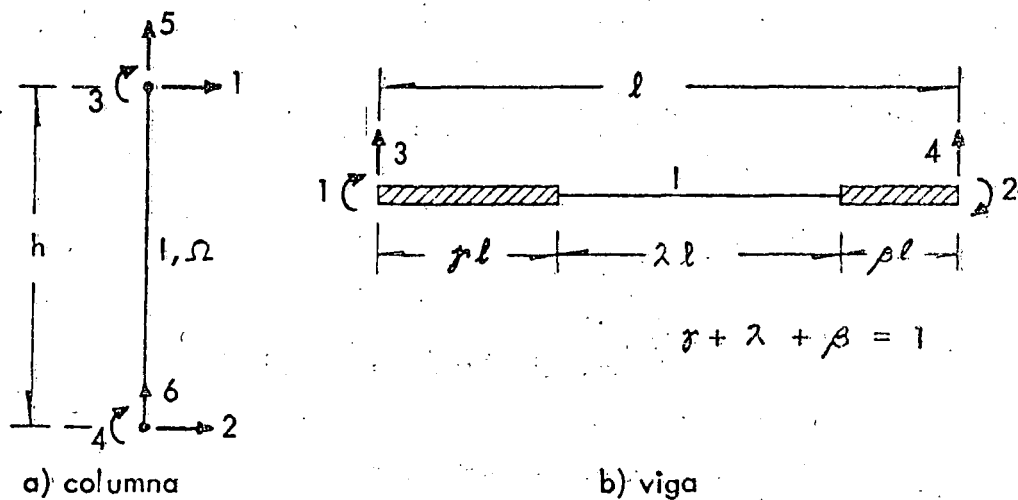
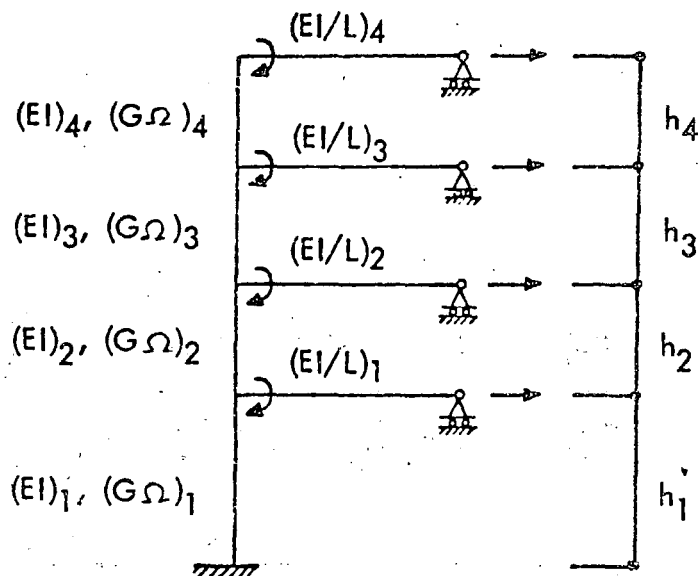
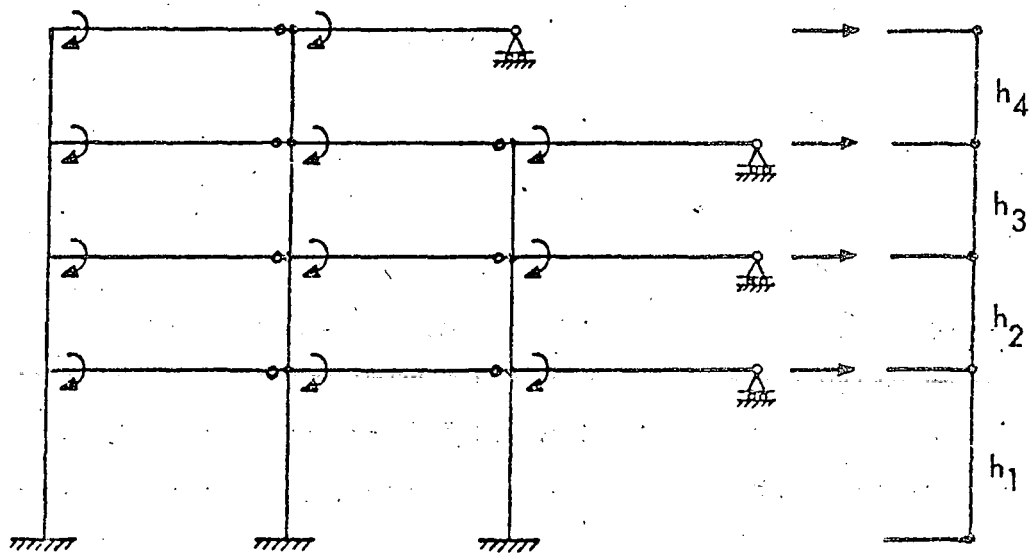


Fig 4. Grados de libertad de una columna y de una viga con extremos infinitamente rígidos



Nota: las flechas indican los grados de libertad

Fig 5. Componente básico del sistema equivalente



Nota: las flechas indican los grados de libertad

Fig 6. Acoplamiento de componentes básicos para formar un sistema equivalente

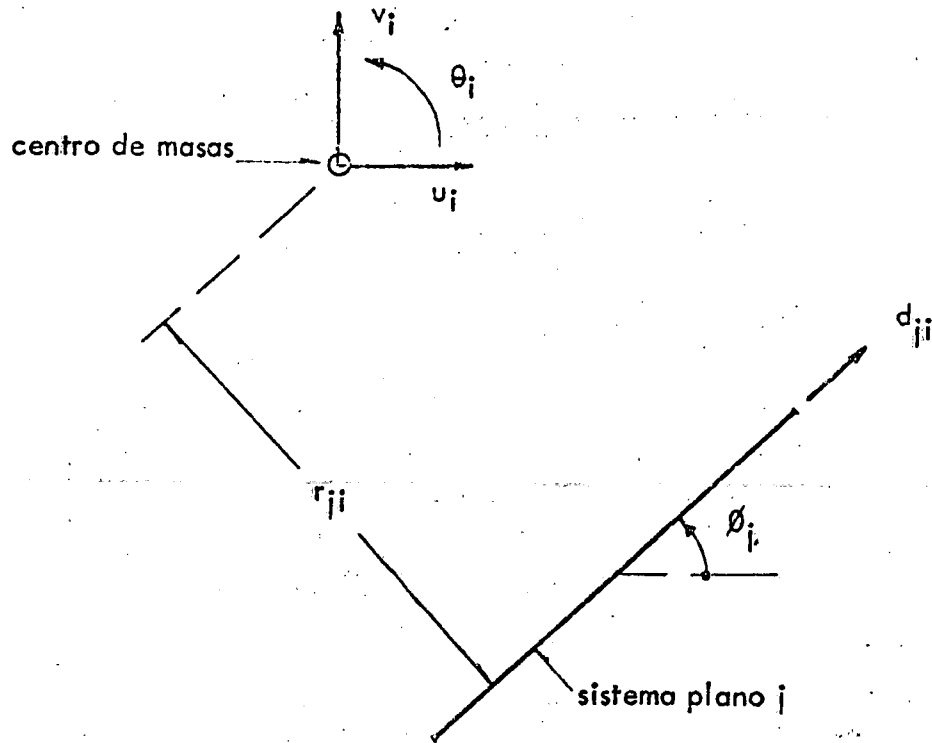


Fig 7. Grados de libertad del edificio y del sistema plano j , en el nivel i

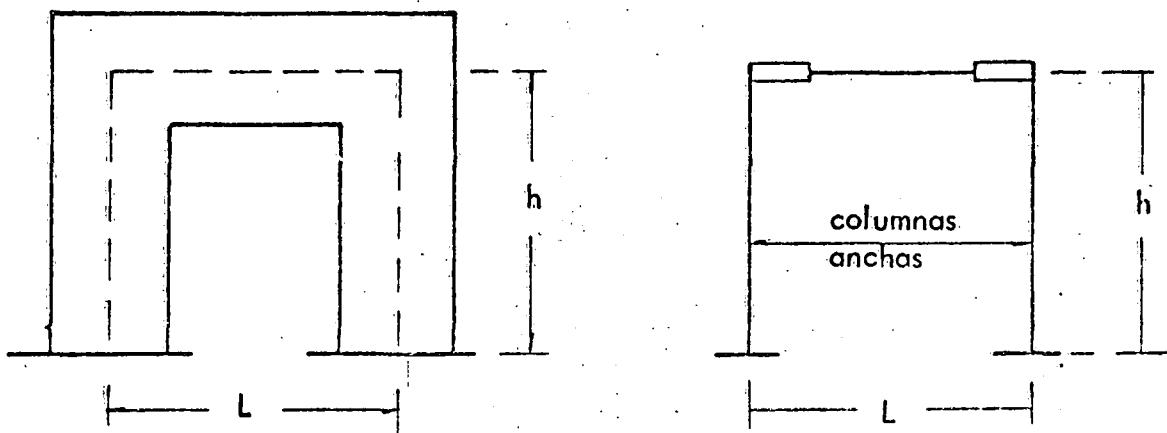
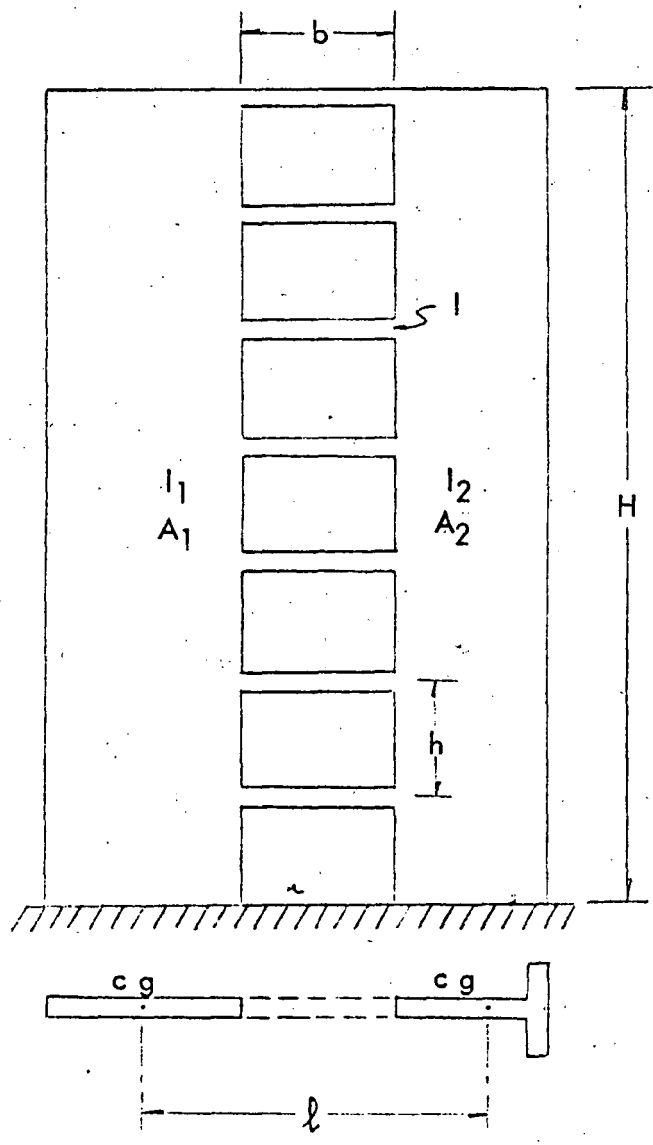


Fig 8. Idealización de un muro con hueco grande



$$\alpha^2 = \frac{12 I \ell^2 u}{h b^3 (I_1 + I_2)}$$

$$u = 1 + \frac{(A_1 + A_2) (I_1 + I_2)}{(A_1 + A_2) \ell^2}$$

Fig 14. Muro con una hilera central de huecos.

APENDICE A - Matrices de rigideces de una viga con zonas extremas infinitamente rígidas y de una columna incluyendo deformaciones de cortante.

Para los grados de libertad y los parámetros β , γ , λ definidos en la fig 4b la matriz de rigideces de una viga con extremos infinitamente rígidos es:

	$4 + 12 \frac{\gamma}{\lambda} (1 + \frac{\gamma}{\lambda})$	simétrica		
$\frac{EI}{\lambda l}$	$2 + 6 (\frac{\gamma + \beta}{\lambda}) + 12 \frac{\gamma \beta}{\lambda^2}$	$4 + 12 \frac{\beta}{\lambda} (1 + \frac{\beta}{\lambda})$		
	$-\frac{6}{\lambda l} (1 + \frac{2\gamma}{\lambda})$	$-\frac{6}{\lambda l} (1 + \frac{2\beta}{\lambda})$	$\frac{12}{\lambda^2 l^2}$	
	$\frac{6}{\lambda l} (1 + \frac{2\gamma}{\lambda})$	$\frac{6}{\lambda l} (1 + \frac{2\beta}{\lambda})$	$-\frac{12}{\lambda^2 l^2}$	$\frac{12}{\lambda^2 l^2}$

E , I , l son, respectivamente, el módulo de elasticidad, el momento de inercia y la longitud total de la viga. Para los grados de libertad definidos en la fig 4a la matriz de rigideces de una columna, incluyendo deformaciones de cortante, es:

$\frac{12 EI}{(1+\alpha)h^3}$					
$\frac{12 EI}{(1+\alpha)h^3}$	$\frac{12 EI}{(1+\alpha)h^3}$	simétrica			
$\frac{6 EI}{(1+\alpha)h^2}$	$\frac{6 EI}{(1+\alpha)h^2}$	$\frac{(4+\alpha) EI}{(1+\alpha)h}$			
$\frac{6 EI}{(1+\alpha)h^2}$	$\frac{6 EI}{(1+\alpha)h^2}$	$\frac{(2-\alpha) EI}{(1+\alpha)h}$	$\frac{(4+\alpha) EI}{(1+\alpha)h}$		
0	0	0	0	$\frac{EA}{h}$	
0	0	0	0	$-\frac{EA}{h}$	$\frac{EA}{h}$

el valor de α es $\frac{12 EI}{h^2 G \Omega}$

donde E , I , h y G , son, respectivamente el módulo de elasticidad, el momento

de inercia, la altura, y el módulo de cortante de la columna; Ω es su área reducida por cortante, la reducción depende de la distribución de cortante en la sección, el cual a su vez depende de la forma de la sección, para secciones rectangulares $\Omega = A/1.2$, donde A es el área total de la sección de la columna.

En el caso de la viga nótese que si $\beta = \gamma = 0$, es decir si no existen extremos rígidos, se tiene $\lambda = 1$ y la matriz de rigideces que se obtiene remplazando estos valores coincide con la ya conocida para una viga normal.

También en las columnas, si no se desea considerar deformaciones por cortante, $\alpha = 0$ y la matriz de rigideces se convierte en la ya conocida para este caso.

De estas matrices pueden obtenerse coeficientes de rigidez y factores de transporte modificados para usar el método de cross. Por ejemplo cuando se desea considerar deformaciones por cortante en vez

de $\frac{4EI}{h}$ hay que usar $\left(\frac{4+\alpha}{1+\alpha}\right)\frac{EI}{h}$ y el factor

de transporte en vez de ser 2 vale: $\left(\frac{2-\alpha}{4+\alpha}\right)$

APENDICE B - Condensación estática

Supongamos que se tiene una matriz de rigideces \underline{K} correspondiente a un número $(m + n)$ grados de libertad, es decir que es de orden $(m + n)$ por $(m + n)$. En este caso, llamando \underline{X} al vector de desplazamientos y \underline{P} al vector de cargas, la ecuación de equilibrio se puede escribir en la siguiente forma particionada:

$$\begin{bmatrix} \underline{K}_{mm} & \underline{K}_{mn} \\ \underline{K}_{nm} & \underline{K}_{nn} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \underline{X}_m \\ \underline{X}_n \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \underline{P}_m \\ \underline{P}_n \end{bmatrix}$$

donde el subíndice m se refiere a los primeros m grados de libertad y el subíndice n , a los n restantes. Supongamos, además, que $\underline{P}_n = 0$ y que se desea eliminar los n últimos grados de libertad. Para esto, desarrollando la ecuación matricial, obtenemos:

$$\begin{aligned} \underline{K}_{mn} \underline{X}_m + \underline{K}_{nn} \underline{X}_n &= \underline{P}_m \\ \underline{K}_{nm} \underline{X}_m + \underline{K}_{nn} \underline{X}_n &= \underline{P}_n = 0 \end{aligned}$$

de la segunda de estas ecuaciones se puede despejar \underline{X}_n , y, luego, reemplazar su valor en la primera; haciéndolo queda:

$$\begin{aligned} \underline{X}_n &= -\underline{K}_{nn}^{-1} \underline{K}_{nm} \underline{X}_m & \text{B.1} \\ \underline{K}_{mm} \underline{X}_m - \underline{K}_{mn} \underline{K}_{nn}^{-1} \underline{K}_{nm} \underline{X}_m &= \underline{P}_m \end{aligned}$$

la última igualdad puede escribirse:

$$\underline{K}_{mm}^* \underline{X}_m = \underline{P}_m \quad \text{B.2}$$

donde se ha definido \underline{K}_{mm}^* como

$$\underline{K}_{mm}^* = \underline{K}_{mm} - \underline{K}_{mn} \underline{K}_{nn}^{-1} \underline{K}_{nm} \quad \text{B.3}$$

APENDICE C - Transformación de la matriz de rigideces lateral de un sistema plano a las coordenadas del edificio.

En la fig 7 se muestra la ubicación del sistema plano j en la planta del nivel i del edificio.

Este sistema tiene solo un desplazamiento lateral d_{ji} en este nivel, cuya dirección positiva es la indicada por la flecha. También se muestra el centro de masas del nivel i y las direcciones positivas de los tres grados de libertad que tiene el edificio en tal nivel.

Considerando que el ángulo Θ_i es pequeño, la relación entre d_{ji} y los desplazamientos del edificio se puede escribir como:

$$d_{ji} = \begin{bmatrix} \cos \theta_j & \text{sen } \theta_j & r_{ji} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_i \\ v_i \\ \Theta_i \end{bmatrix} \quad \text{C.1}$$

donde θ_j es el ángulo que se hay desde la dirección positiva de u_i hasta la dirección positiva de d_{ji} ; r_{ji} es la distancia del sistema plano j al centro de masas en el nivel i , y para saber su signo, se supone que la dirección positiva de d_{ji} "gira" alrededor del centro de masas, si este "giro" tiene el mismo sentido que Θ_i , entonces r_{ji} es positivo, en caso contrario es negativo. En la fig 7, de acuerdo con estas convenciones, θ_j y r_{ji} son positivos.

La expresión C.1 se puede escribir en forma más compacta como:

$$d_{ji} = \underline{b}_{ji} \underline{U}_i \quad \text{C.2}$$

donde:

$$\underline{b}_{ji} = \begin{bmatrix} \cos \theta_i & \text{sen } \theta_i & r_{ji} \end{bmatrix}$$

$$\underline{U}_i = \begin{bmatrix} u_i \\ v_i \\ \theta_i \end{bmatrix}$$

si se considera los n niveles del edificio se tiene:

$$\underline{D}_i = \underline{B}_i \underline{U} \quad \text{C.3}$$

donde:

$$\underline{D}_i = \begin{bmatrix} d_{i1} \\ d_{i2} \\ \vdots \\ d_{in} \end{bmatrix} \quad \underline{U} = \begin{bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ \vdots \\ u_n \end{bmatrix}$$

(n elementos) (3n elementos)

$$\underline{B}_i = \begin{array}{|c|c|c|c|} \hline \underline{b}_{i1} & & & \\ \hline & \underline{b}_{i2} & & \\ \hline & & \dots & \\ \hline & & \dots & \\ \hline & & & \underline{b}_{in} \\ \hline \end{array}$$

(n por 3 n elementos, los no mostrados son ceros)

La expresión C.3 relaciona los desplazamientos de los pisos del edificio con los desplazamientos laterales del sistema plano i .

The first part of the document discusses the importance of maintaining accurate records of all transactions. It emphasizes that every entry should be supported by a valid receipt or invoice. This ensures transparency and allows for easy verification of the data.

In the second section, the author details the various methods used to collect and analyze the data. This includes both primary and secondary data collection techniques. The analysis focuses on identifying trends and patterns over time, which is crucial for making informed decisions.

The third section provides a comprehensive overview of the results obtained from the study. It highlights key findings and compares them against the initial hypotheses. The data shows a clear correlation between the variables being studied, supporting the research objectives.

Finally, the document concludes with a series of recommendations based on the findings. These suggestions are aimed at improving the efficiency of the processes and addressing any identified weaknesses. The author also notes the limitations of the study and suggests areas for future research.

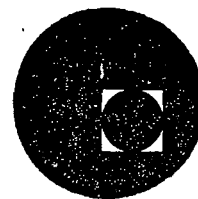
The following table summarizes the key data points from the study. It shows the distribution of responses across different categories, providing a clear visual representation of the results.

Category	Frequency	Percentage
Category A	150	15%
Category B	250	25%
Category C	300	30%
Category D	100	10%
Category E	200	20%

The data indicates that Category C is the most prevalent, followed by Category B. This suggests that the majority of respondents fall into this category, which may have implications for the study's conclusions.

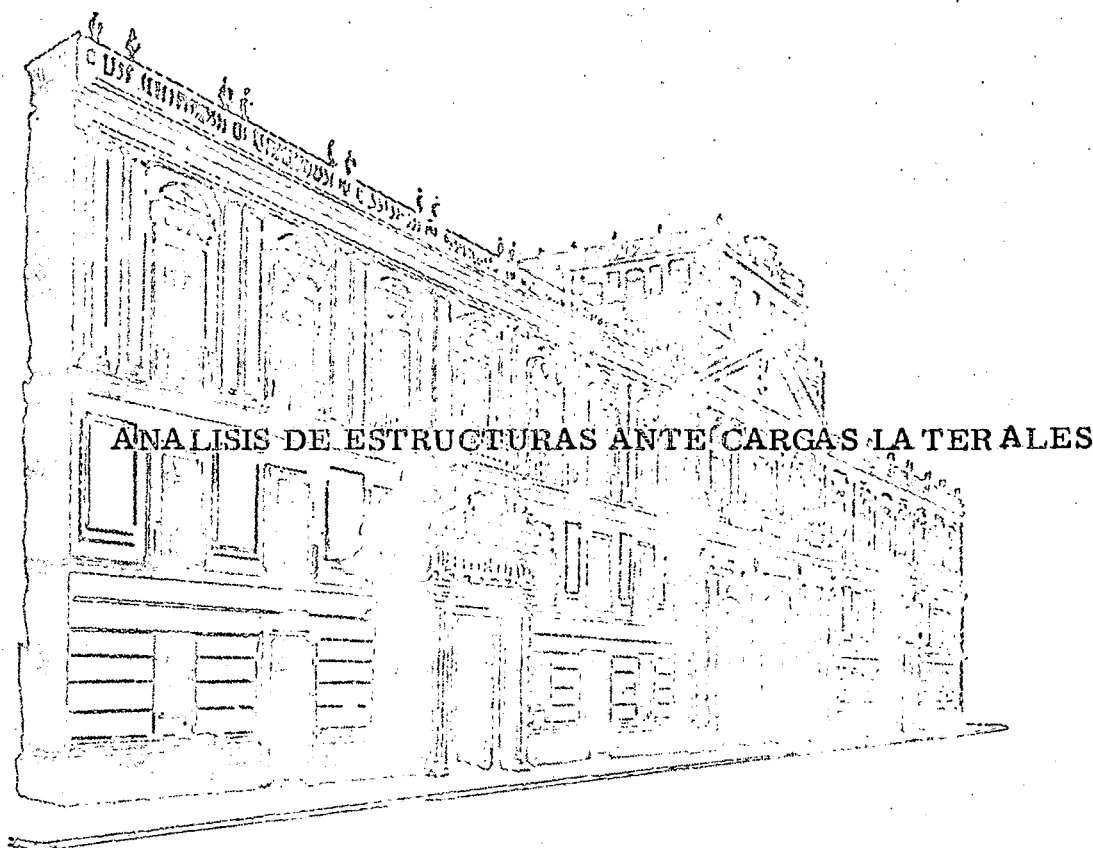


centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



III CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERIA SISMICA

DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOS



M. EN I. ENRIQUE BAZAN Z.

JULIO DE 1977.



Buntinoo nōisoutā sō enineo
 sereque osibofus ab nōisvle
 mēo nōisvle nōisvle nōisvle



Report of the Department of the Interior

Department of the Interior

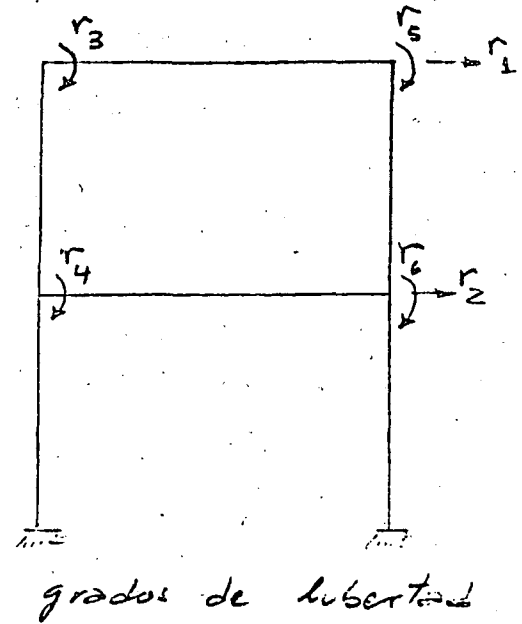
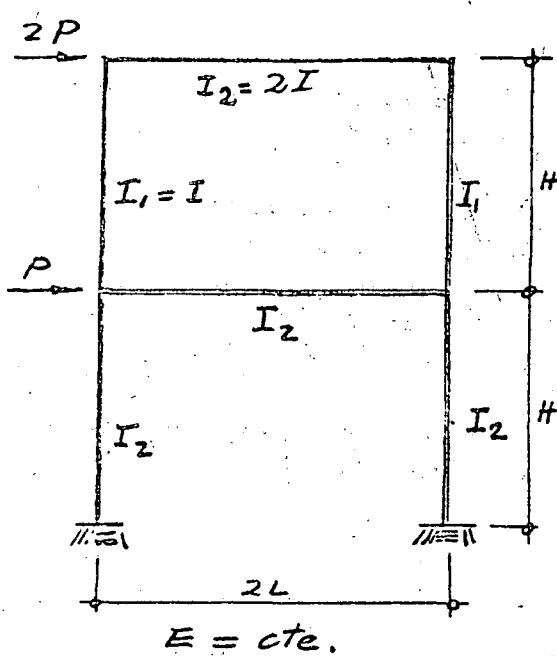
Department of the Interior

Department of the Interior

3.1 ANALISIS DE MARCOS ANTE CARGAS LATERALES

(i) Método directo de rigideces

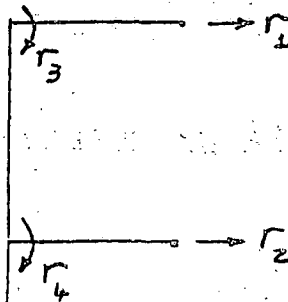
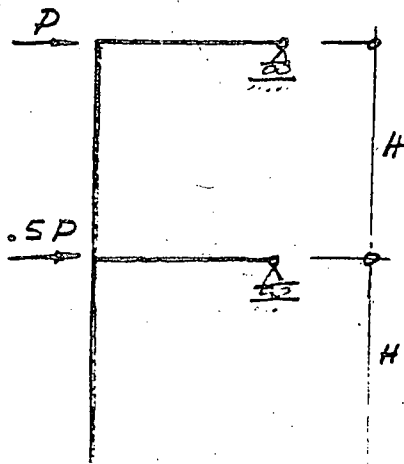
Consideremos la siguiente estructura:



Grado de libertad es la potencialidad que tiene un nodo de moverse en forma independiente, en cierta dirección. En marcos los movimientos pueden ser giros o desplazamientos.

Si no se consideran las deformaciones axiales de las vigas y columnas la estructura que nos ocupa tiene 6 grados de libertad.

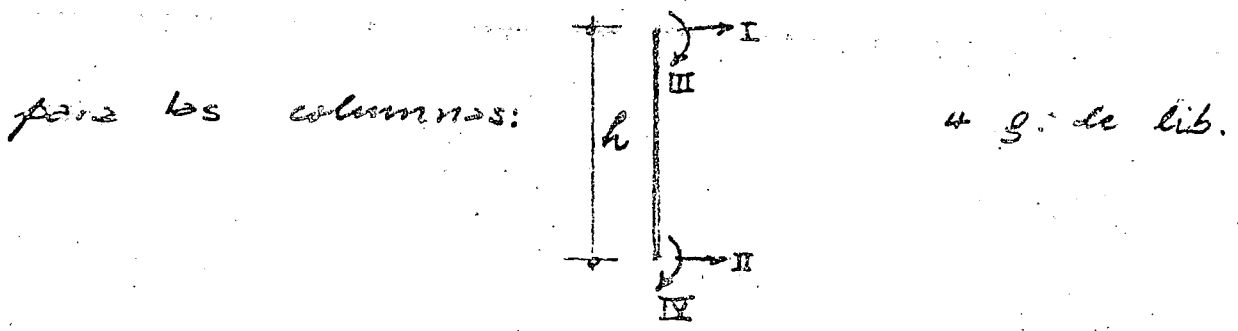
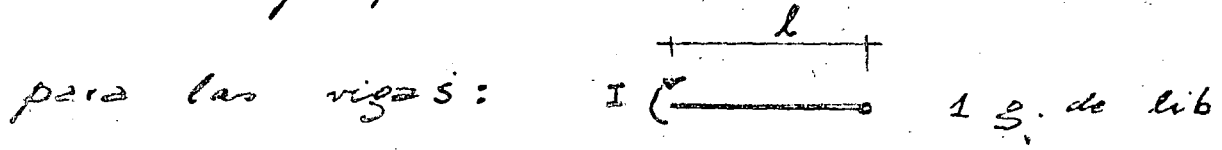
Aprovechando la simetría se puede reducir el problema a uno de solo 4 grados de libertad.



grados de libertad

En primer lugar es necesario obtener la matriz de rigideces de los elementos (vigas y columnas) que forman la estructura para los grados de libertad que les correspondan.

En este ejemplo tenemos:

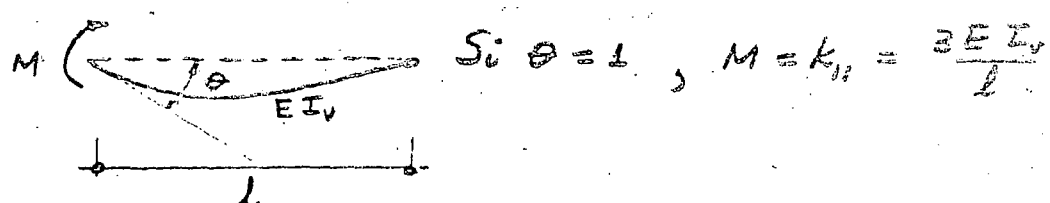


El elemento k_{ij} de una matriz \underline{k} de rigideces es la fuerza o momento que se necesita aplicar a la estructura en el sentido del grado de libertad i para que se produzca un desplazamiento unitario en el sentido del grado de libertad j .

Las matrices de rigideces son cuadradas, simétricas y su tamaño es igual al número de grados de libertad.

Entonces para las vigas la matriz de rigideces es

$$K_v = \left[\frac{3EI_v}{l} \right]$$



$$K = \begin{matrix} & \textcircled{1} & \textcircled{2} & \textcircled{3} & \textcircled{4} \\ \textcircled{1} & \frac{12EI_1}{H^3} & -\frac{12EI_1}{H^3} & -\frac{6EI_1}{H^2} & -\frac{6EI_1}{H^2} \\ \textcircled{2} & & \frac{12EI_1}{H^3} + \frac{12EI_2}{H^3} & \frac{6EI_1}{H^2} & \frac{6EI_1}{H^2} - \frac{6EI_2}{H^2} \\ \textcircled{3} & & & \frac{4EI_1}{H} + \frac{3EI_2}{L} & \frac{2EI_2}{H} \\ \textcircled{4} & & & & \frac{4EI_1}{H} + \frac{4EI_2}{H} + \frac{3EI_2}{L} \end{matrix}$$

simétrica

Como $I_1 = I$, $I_2 = 2I$ y suponiendo que $L = 1.5H$ tenemos:

$$K = \frac{EI}{H} \begin{matrix} & \textcircled{1} & \textcircled{2} & \textcircled{3} & \textcircled{4} \\ \textcircled{1} & \frac{12}{H^2} & -\frac{12}{H^2} & -\frac{6}{H} & -\frac{6}{H} \\ \textcircled{2} & & \frac{12}{H^2} + \frac{12 \times 2}{H^2} & \frac{6}{H} & \frac{6}{H} - \frac{6 \times 2}{H} \\ \textcircled{3} & & & 4 + \frac{3 \times 2}{1.5} & 2 \\ \textcircled{4} & & & & 4 + 4 \times 2 + \frac{3 \times 2}{1.5} \end{matrix}$$

simétrica

o también

$$K = \frac{EI}{H} \begin{matrix} & \textcircled{1} & \textcircled{2} & \textcircled{3} & \textcircled{4} \\ \textcircled{1} & \frac{12}{H^2} & -\frac{12}{H^2} & -\frac{6}{H} & -\frac{6}{H} \\ \textcircled{2} & -\frac{12}{H^2} & \frac{36}{H^2} & \frac{6}{H} & -\frac{6}{H} \\ \textcircled{3} & -\frac{6}{H} & \frac{6}{H} & 8 & 2 \\ \textcircled{4} & -\frac{6}{H} & \frac{6}{H} & 2 & 16 \end{matrix}$$

Las cargas también corresponden a los grados de libertad y constituyen el vector de cargas F que para nuestro caso se muestra al lado

$$F = \begin{Bmatrix} P \\ 0.5P \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} F_1 \\ F_2 \\ M_3 \\ M_4 \end{Bmatrix}$$

Los desplazamientos, arreglados en el mismo orden, constituyen el vector de desplazamientos:

$$\underline{r} = \begin{Bmatrix} r_1 \\ r_2 \\ r_3 \\ r_4 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \delta_1 \\ \delta_2 \\ \theta_3 \\ \theta_4 \end{Bmatrix}$$

Para conocer \underline{r} es necesario resolver el sistema de ecuaciones lineales siguientes:

$$\underline{K} \underline{r} = \underline{F}$$

que en forma desarrollada se escribe:

$$\frac{EI}{H} \begin{bmatrix} \frac{12}{H^2} & -\frac{12}{H^2} & -\frac{6}{H} & -\frac{6}{H} \\ -\frac{12}{H^2} & \frac{36}{H^2} & \frac{6}{H} & -\frac{6}{H} \\ -\frac{6}{H} & \frac{6}{H} & 8 & 2 \\ -\frac{6}{H} & -\frac{6}{H} & 2 & 16 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \delta_1 \\ \delta_2 \\ \theta_3 \\ \theta_4 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} P \\ 0.5P \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (a)$$

Definamos las siguientes matrices y vectores:

$$\underline{K}_{\delta\delta} = \frac{EI}{H} \begin{bmatrix} \frac{12}{H^2} & -\frac{12}{H^2} \\ -\frac{12}{H^2} & \frac{36}{H^2} \end{bmatrix}; \quad \underline{K}_{\delta\theta} = \frac{EI}{H} \begin{bmatrix} -\frac{6}{H} & -\frac{6}{H} \\ \frac{6}{H} & -\frac{6}{H} \end{bmatrix};$$

$$\underline{K}_{\theta\theta} = \frac{EI}{H} \begin{bmatrix} 8 & 2 \\ 2 & 16 \end{bmatrix}; \quad \underline{\delta} = \begin{Bmatrix} \delta_1 \\ \delta_2 \end{Bmatrix}; \quad \underline{\theta} = \begin{Bmatrix} \theta_3 \\ \theta_4 \end{Bmatrix};$$

$$\underline{P} = \begin{Bmatrix} P \\ 0.5P \end{Bmatrix}; \quad \underline{0} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix}$$

con lo que la expresión (a) se escribe:

$$\begin{bmatrix} \underline{K}_{\delta\delta} & \underline{K}_{\delta\theta} \\ \underline{K}_{\delta\theta}^T & \underline{K}_{\theta\theta} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \underline{\delta} \\ \underline{\theta} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \underline{P} \\ \underline{0} \end{Bmatrix}$$

y desarrollando el producto del primer miembro:

$$\underline{K}_{\delta\delta} \underline{\delta} + \underline{K}_{\delta\theta} \underline{\theta} = \underline{P} \quad (b)$$

$$\underline{K}_{\delta\theta}^T \underline{\delta} + \underline{K}_{\theta\theta} \underline{\theta} = \underline{0} \quad (c)$$

de (c) despejamos: $\underline{\theta} = - \underline{K}_{\theta\theta}^{-1} \underline{K}_{\delta\theta}^T \underline{\delta}$ (d)

y reemplazando en (b) obtenemos:

$$(\underline{K}_{\delta\delta} - \underline{K}_{\delta\theta} \underline{K}_{\theta\theta}^{-1} \underline{K}_{\delta\theta}^T) \underline{\delta} = \underline{P} \quad (e)$$

este procedimiento se conoce como CONDENSACION ESTÁTICA

y nótese que la matriz original de 4x4 se reduce a la matriz de 2x2 siguiente:

$$\underline{K}_{\delta\delta}^* = \underline{K}_{\delta\delta} - \underline{K}_{\delta\theta} \underline{K}_{\theta\theta}^{-1} \underline{K}_{\delta\theta}^T \quad (f)$$

$\underline{K}_{\delta\delta}^*$ se denomina matriz de rigideces laterales

y la expresión (e) se convierte en:

$$\boxed{\underline{K}_{\delta\delta}^* \underline{\delta} = \underline{P}} \quad (g)$$

(matriz de rigideces laterales) x (desplazamientos laterales)
= (cargas laterales)

$\underline{K}_{\delta\delta}^*$ se puede calcular ejecutando las operaciones matriciales de la expresión (f), teniendo presente que:

$$\underline{K}_{\theta\theta}^{-1} = \frac{4}{62EI} \begin{bmatrix} 8 & -1 \\ -1 & 4 \end{bmatrix}$$

$$\underline{K}_{\theta\theta}^{-1} \underline{K}_{\theta\theta}^T = \frac{3}{31H} \begin{bmatrix} -7 & 9 \\ -3 & -5 \end{bmatrix} \quad (h)$$

$$\underline{K}_{\delta\theta} \underline{K}_{\theta\theta}^{-1} \underline{K}_{\theta\theta}^T = \frac{18EI}{31H^3} \begin{bmatrix} 10 & -4 \\ -4 & 14 \end{bmatrix}$$

y entonces de (f) se llega a:

$$\underline{K}_{\delta\delta}^* = \frac{12EI}{H^3} \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 3 \end{bmatrix} - \frac{36EI}{31H^3} \begin{bmatrix} 5 & -2 \\ -2 & 7 \end{bmatrix}$$

$$\underline{K}_{\delta\delta}^* = \frac{12EI}{31H^3} \begin{bmatrix} 16 & -25 \\ -25 & 72 \end{bmatrix}$$

Alora de la expresión (g) se deduce que:

$$\underline{\delta} = \underline{K}_{\delta\delta}^{*-1} \underline{P}, \quad \text{es decir:}$$

$$\begin{Bmatrix} \delta_1 \\ \delta_2 \end{Bmatrix} = \frac{31H^3}{6324EI} \begin{bmatrix} 72 & 25 \\ 25 & 16 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} P \\ 0.5P \end{Bmatrix} = \frac{PH^3}{204EI} \begin{Bmatrix} 84.5 \\ 33.0 \end{Bmatrix}$$

$$\delta_1 = \frac{84.5PH^3}{204EI} = 0.41422 \frac{PH^3}{EI}$$

$$\delta_2 = \frac{33PH^3}{204EI} = 0.16176 \frac{PH^3}{EI} \quad (i)$$

Conocido el vector $\underline{\delta}$ podemos con la expresión (d) calcular el vector $\underline{\Theta} = -\underline{K}_{\theta\theta}^{-1} \underline{K}_{\theta\delta}^T \underline{\delta}$. Notando

que ya se ha calculado en (b) el producto

$\underline{K} \underline{\theta}^{-1} = \underline{F}_0^T$, se tiene:

$$\begin{cases} \theta_3 \\ \theta_4 \end{cases} = \frac{PH^2}{2108EI} \begin{cases} 294.5 \\ 418.5 \end{cases} \text{ es decir } \left. \begin{aligned} \theta_3 &= 0.13971 PH^2/EI \\ \theta_4 &= 0.19853 PH^2/EI \end{aligned} \right\} (c)$$

Se puede ahora proceder a calcular los elementos mecánicos de cada una de las vigas y columnas, como el producto de la matriz de rigideces (de la viga o columna) por los respectivos desplazamientos, que ya se conocen

Así para la viga del primer nivel tenemos

$$\underline{K}_v = \left[\frac{3EI_v}{L} \right] = \left[\frac{3E \cdot 2I}{1.5H} \right] = \left[\frac{4EI}{H} \right]$$

el desplazamiento correspondiente es θ_4 , entonces:

$$\underline{M} = \left[\frac{4EI}{H} \right] \left[0.19853 \frac{PH^2}{EI} \right] = [0.794 PH]$$

Para la columna del primer piso:

$$\underline{K}_c = \begin{array}{cccc|l} \frac{24EI}{H^3} & -\frac{24EI}{H^3} & -\frac{12EI}{H^2} & -\frac{12EI}{H^2} & I \\ -\frac{24EI}{H^3} & \frac{24EI}{H^3} & \frac{12EI}{H^2} & \frac{12EI}{H^2} & II \\ -\frac{12EI}{H^2} & \frac{12EI}{H^2} & \frac{8EI}{H} & \frac{4EI}{H} & III \\ -\frac{12EI}{H^2} & \frac{12EI}{H^2} & -\frac{4EI}{H} & \frac{8EI}{H} & IV \end{array}$$

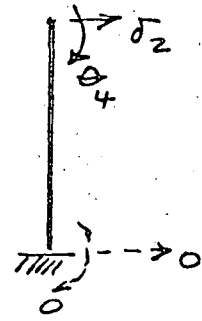
orden de los g de las de la columnas

y los desplazamientos correspondientes son:

$$\begin{matrix} \text{I} \\ \text{II} \\ \text{III} \\ \text{IV} \end{matrix} \begin{pmatrix} \delta_2 \\ 0 \\ \theta_4 \\ 0 \end{pmatrix}$$



g. de lib de la columna



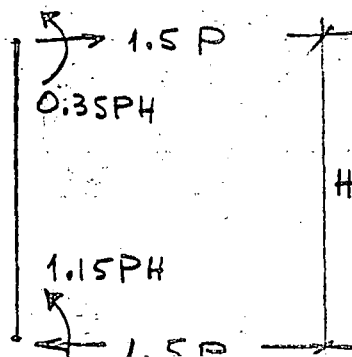
correspondencia en la estructura

Efectuando el producto K_c por sus correspondientes desplazamientos se obtienen los correspondientes momentos y fuerzas cortantes (a un giro le corresponde un momento y a un desplazamiento le corresponde una fuerza cortante). Así se llega a:

$$\begin{pmatrix} V_I \\ V_{II} \\ M_{III} \\ M_{IV} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 24 \times 0.16176 P & -12 \times 0.19853 P \\ -24 \times 0.16176 P & +12 \times 0.19853 P \\ -12 \times 0.16176 PH & +8 \times 0.19853 PH \\ -12 \times 0.16176 PH & +4 \times 0.19853 PH \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1.50 P \\ -1.50 P \\ -0.35 PH \\ -1.15 PH \end{pmatrix}$$

Nótese que V_{II} y M_{IV} son las reacciones en la base, y que las fuerzas cortantes valen $1.5P$ que puede deducirse por inspección de la estructura,

y que, supuesto, la columna está en equilibrio

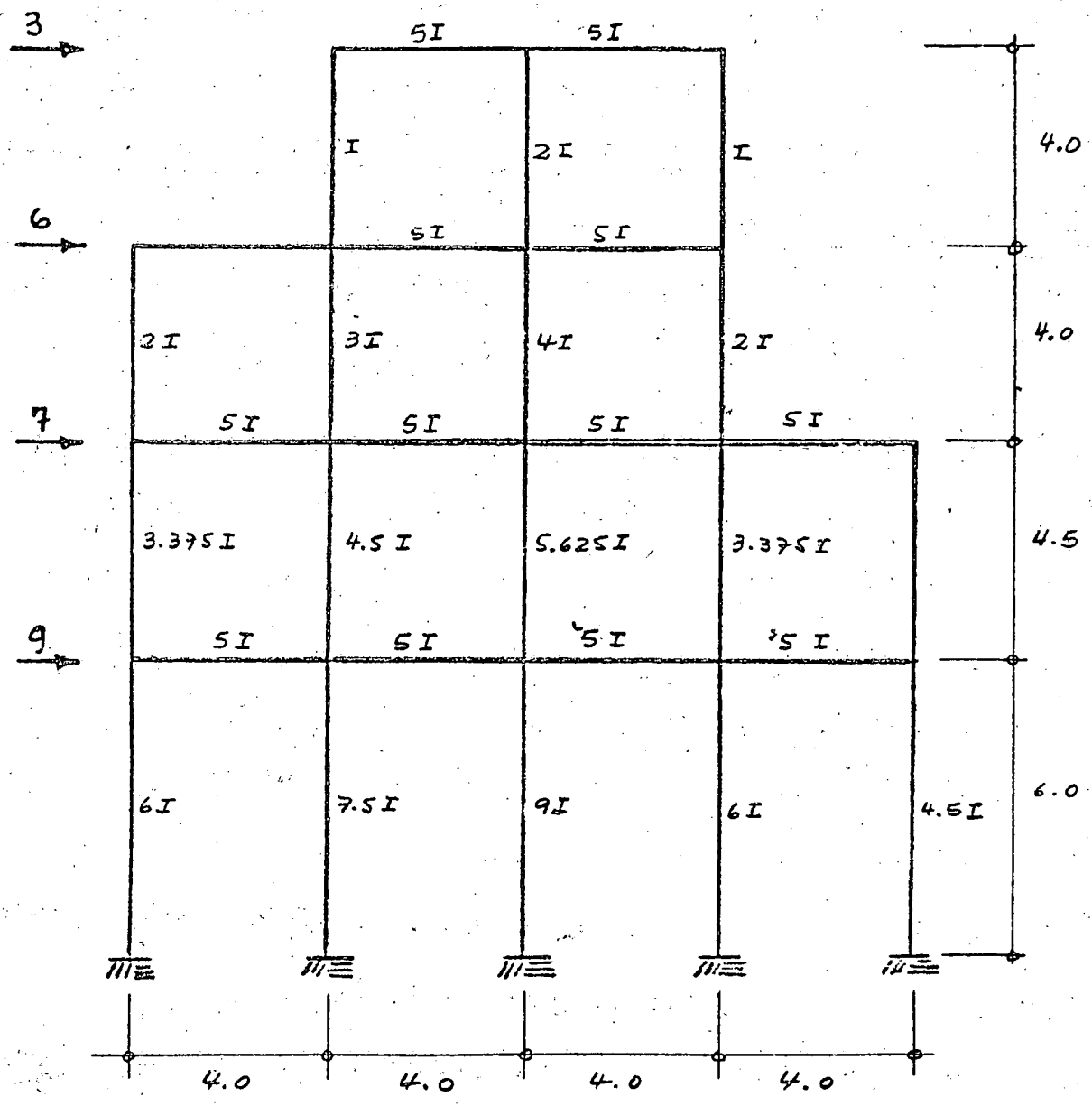


De manera similar se puede proceder con la otra fila y la otra columna.

Las computadoras digitales son muy apropiadas para manejar matrices por lo cual este método es el que usualmente se usa para elaborar programas para análisis de marcos y otros tipos de estructura; obsérvese que el procedimiento es sistemático y que las expresiones matriciales son fácilmente generalizables para estructuras más complicadas y para otros casos de carga. Para llevar a cabo eficientemente las operaciones se han desarrollado métodos numéricos especiales, que aprovechan las ventajas de las matrices de rigideces, como son la simetría, términos grandes en la diagonal etc.

Este método permite tomar en cuenta fácilmente las deformaciones axiales y por corte, zonas de rigidez infinita en los elementos, efectos de esbeltez etc.

El marco mostrado en la figura se ha resuelto con computadora con el método de la rigidez.

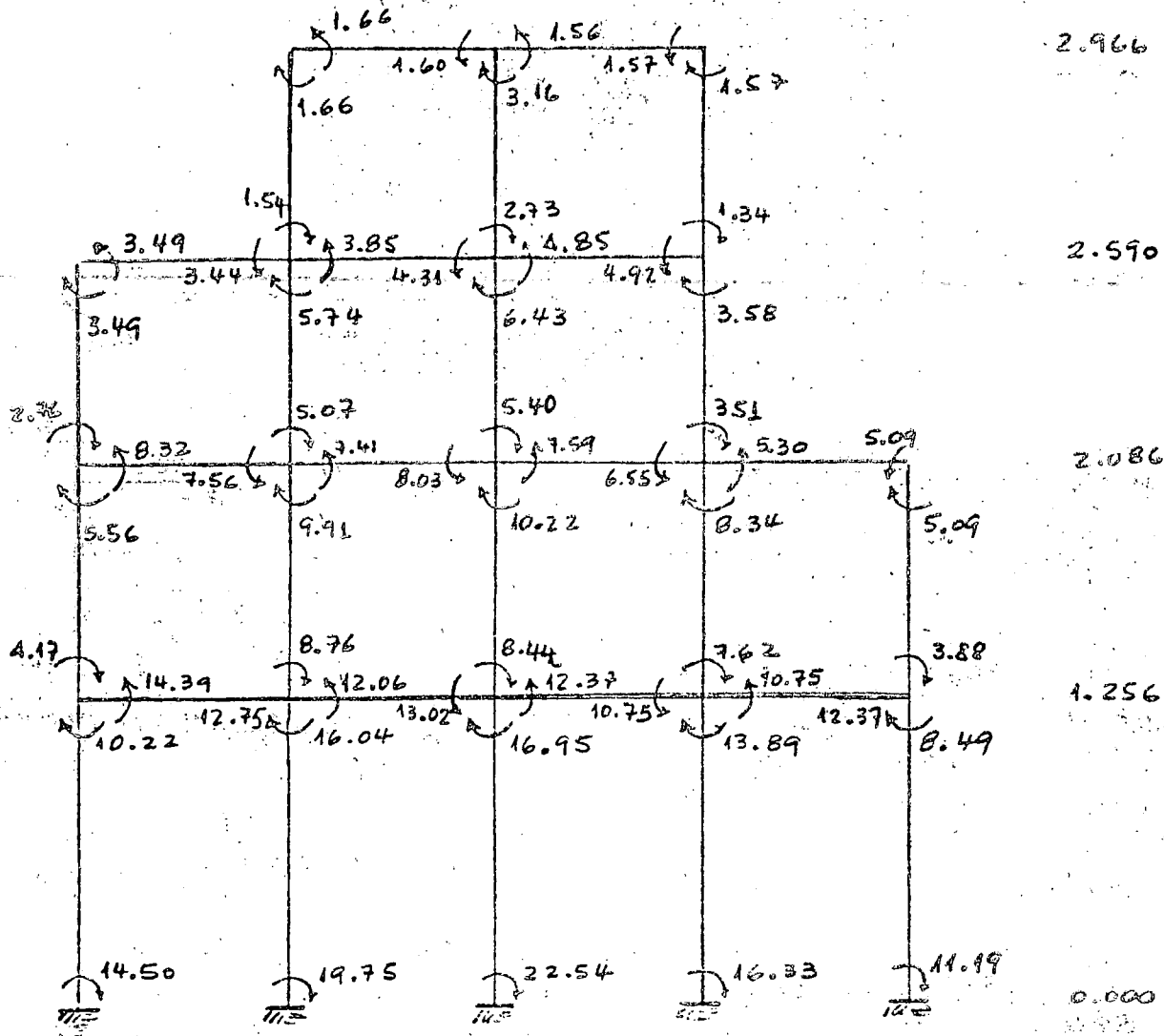


MARCO B DE LA REF 12

Fuerzas en toneladas y longitudes en metros

$I = 10\,000 \text{ cm}^4$

$E = 1500\,000 \text{ Kg/cm}^2$



Momentos flexionantes (Ton-m)

despl. laterales (cm)

NOTA Este ejemplo está resuelto por varios métodos, los cuales exactos y aproximados en la ref 12

Verifiquemos el cortante en el entrepiso superior.

$$V = \frac{\sum M_{col}}{h} = \frac{10.22 + 14.50 + 16.04 + 16.95 + 22.54 + 13.89 + 10.75 + 8.49 + 11.19}{6.0}$$

$$V = 24.93 \approx 25.00 \quad \text{BIEN}$$

(ii) USO DE FORMULAS DE WILBUR

La rigidez de entrepiso es la relación entre la fuerza cortante resistida por un marco, muro o contraviento en un entrepiso y el desplazamiento horizontal relativo entre los dos niveles consecutivos. La rigidez así definida no es independiente del sistema de fuerzas laterales. Por tanto, para calcularla con rigor debe conocerse tal sistema con anterioridad, lo cual en general no es posible.

En marcos ordinarios de edificios el empleo de sistemas de cargas que no son estrictamente proporcionales al definitivo de análisis introduce errores de poca importancia, y usualmente las rigideces calculadas a partir de hipótesis simplificatorias sobre la forma del sistema de fuerzas laterales son satisfactorias. En muros contravientos y ciertos marcos es indispensable tener en cuenta la variación de la carga lateral.

1.21 *Fórmulas de Wilbur.* Estas son aplicables a marcos regulares formados por piezas de momento de inercia constante. La versión que aquí se presenta puede derivarse de la primera aproximación en el método de Maney-Goldberg.¹⁰ Las hipótesis son las siguientes:

1. Los giros en todos los nudos de un nivel y de los dos niveles adyacentes son iguales (excepto en el nivel de desplante, en donde puede suponerse empotramiento o articulación según el caso).
2. La fuerza cortante en los dos entrepisos adyacentes al que interesa son iguales a la de éste.

De aquí resultan las siguientes expresiones.

Para el primer entrepiso:

Suponiendo columnas empotradas en la cimentación

$$R_1 = \frac{48E}{h_1 \left[\frac{4h_1}{\Sigma K_{c,1}} + \frac{h_1 + h_2}{\Sigma K_{t1} + \frac{\Sigma K_{c,1}}{12}} \right]} \quad (1.29)$$

Suponiendo las columnas articuladas en la cimentación

$$R_1 = \frac{24E}{h_1 \left[\frac{8h_1}{\Sigma K_{c,1}} + \frac{2h_1 + h_2}{\Sigma K_{t1}} \right]} \quad (1.30)$$

Para el segundo entrepiso:

Suponiendo las columnas empotradas en la cimentación

(1.31)

$$R_2 = \frac{48E}{h_2 \left[\frac{4h_2}{\Sigma K_{c,2}} + \frac{h_1 + h_2}{\Sigma K_{t1} + \frac{\Sigma K_{c,1}}{12}} + \frac{h_2 + h_3}{\Sigma K_{t2}} \right]}$$

Suponiendo las columnas articuladas en la cimentación

(1.32)

$$R_2 = \frac{48E}{h_2 \left[\frac{4h_2}{\Sigma K_{c,2}} + \frac{h_2 + h_3}{\Sigma K_{t2}} + \frac{2h_1 + h_2}{\Sigma K_{t1}} \right]}$$

Para entrepisos intermedios:

(1.33)

$$R_n = \frac{48E}{h_n \left[\frac{4h_n}{\Sigma K_{c,n}} + \frac{h_m + h_n}{\Sigma K_{tm}} + \frac{h_n + h_o}{\Sigma K_{tn}} \right]}$$

En estas ecuaciones.

R_n = rigidez del entrepiso en cuestión.

K_{tm} = rigidez (I/L) de traveses del nivel sobre el entrepiso n.

K_{cn} = rigidez (I/L) de columnas del entrepiso n.

m, n, o = índices que identifican tres niveles consecutivos de abajo hacia arriba.

h_n = altura del entrepiso n.

Como conocemos las fuerzas cortantes podemos usar estas fórmulas para calcular los desplazamientos laterales de

Para el nivel 2 de la ref 12, tenemos:

$$R_1 = \frac{48 \times 1500000}{600 \left[\frac{4 \times 600}{550} + \frac{600 + 450}{500 + \frac{550}{12}} \right]} = 19086 \text{ kg/cm}$$

$$R_2 = \frac{48 \times 1500000}{450 \left[\frac{4 \times 450}{425} + \frac{600 + 450}{500 + \frac{550}{12}} + \frac{450 + 400}{500} \right]} = 20359 \text{ kg/cm}$$

$$R_3 = \frac{48 \times 1500000}{400 \left[\frac{4 \times 400}{275} + \frac{450 + 400}{500} + \frac{400 + 400}{375} \right]} = 18650 \text{ kg/cm}$$

$$R_4 = \frac{48 \times 1500000}{400 \left[\frac{4 \times 400}{100} + \frac{400 + 400}{375} + \frac{400}{250} \right]} = 9122 \text{ kg/cm}$$

Con fórmulas de WILBUR					Método de Pi. gineces	Error %
Nivel o altura	Fuerza	Constante	Desplaz. entropico	Desplaz. total		
1	9000	25000	1.310	1.310	1.256	+4.30
2	7000	16000	0.786	2.096	2.086	+0.48
3	6000	9000	0.483	2.579	2.590	-0.42
4	3000	3000	0.329	2.908	2.966	-1.96

Una vez curvados los desplazamientos se puede usar el método de Cross sin desplazamientos, de la misma manera que se hace con cargas verticales. El efecto de los desplazamientos laterales es producir momentos de empotramiento en las columnas que se calculan con la expresión:

$$M = \frac{12EI}{H^2} \Delta_i$$

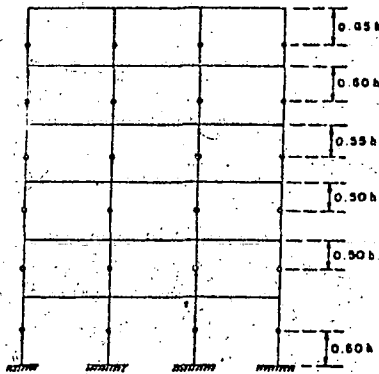
donde Δ_i es el desplazamiento del entrepiso al que pertenece la columna

Después de la distribución, se curvan los momentos en las vigas y columnas. La suma de los momentos en todas las columnas de un entrepiso dividida entre la correspondiente altura debería ser igual al cortante actuante en tal entrepiso, pero como los desplazamientos se han calculado de manera aproximada esto en general no ocurrirá y se tendrá para cada entrepiso una diferencia entre el cortante actuante V y el cortante $V_i^* = \frac{\sum M_{col}^i}{H_i}$

Para corregir esta deficiencia se sugiere calcular para cada entrepiso i la relación $\lambda_i = \frac{V_i}{V_i^*}$ (que será cercana a 1) y multiplicar los momentos de las columnas de ese entrepiso por λ_i . Para que los momentos de las vigas sigan estando en equilibrio con los de las columnas se sugiere multiplicarlos por $\lambda_i + \lambda_i$ en el entrepiso superior

tos de inflexión en las columnas de los entrepisos último, penúltimo y antepenúltimo, respectivamente, se encuentran a 0.65, 0.60 y 0.55 de la altura correspondiente, a partir del extremo superior. En edificios de cinco o más entrepisos, los puntos de inflexión en columnas para las cuales no se ha especificado la posición, se encuentran al centro de su altura.

Esto se resume gráficamente en la fig. 1.4.



Posición de los puntos de inflexión de los columnas según el método de Bowman.

METODO DE BOWMAN
FIG. 1.4

3. La fuerza cortante de cada entrepiso se distribuye en la forma siguiente. En el primer entrepiso:

Una fuerza cortante igual a

$$V_c = \frac{N - 0.5}{N + 1} V$$

se distribuye directamente entre las columnas proporcionalmente a sus rigideces. La fuerza cortante $V_i = V - V_c$ se distribuye entre las crujias proporcionalmente a la rigidez de la trabe que la limita en la parte superior. La cortante de cada crujía se distribuye en partes iguales entre las dos columnas que la limitan.

En pisos superiores:

Una fuerza cortante

$$V_c = \frac{N - 2}{N + 1} V$$

se distribuye directamente entre las columnas. La cortante $V_i = V - V_c$ se distribuye entre las crujias como se hizo para planta baja.

En estas expresiones,

V_c = fuerza cortante total en un entrepiso.
 N = número de crujias del marco en el entrepiso considerado.

Una variante del método consiste en respetar los puntos 2 y 3, pero determinar los momentos

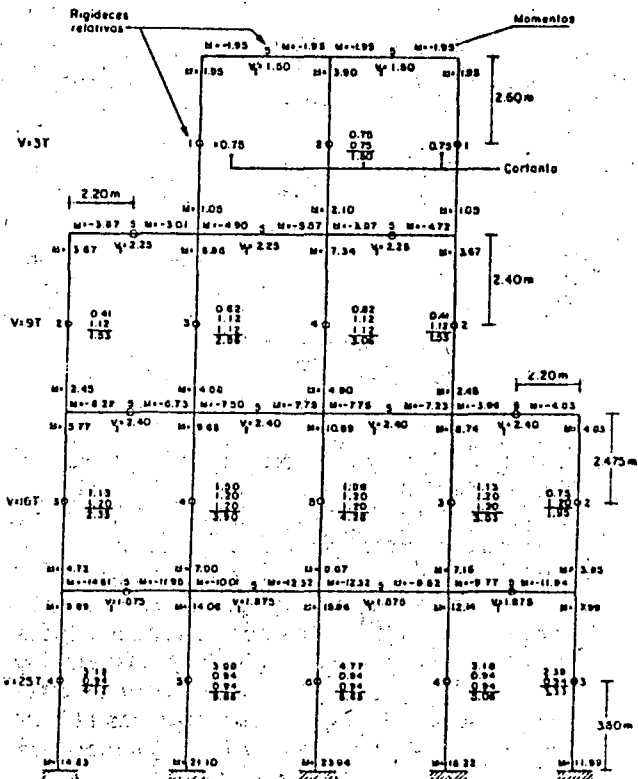
en las traves equilibrando en cada nudo la suma de momentos en los extremos de las columnas con momentos proporcionales a la rigidez angular natural de cada trabe. La fig. 1.5 es la aplicación de este método al análisis del marco B.

1.04. Método del factor. Es éste un método aproximado cuyo desarrollo se obtiene planteando las ecuaciones de pendiente-deformación (slope-deflection) y haciendo en algunos pasos intermedios las siguientes hipótesis:

1. Para el cálculo de los desplazamientos lineales y angulares en un piso se considera que el valor de ψ en dos entrepisos consecutivos es igual. Se entiende por ψ la diferencia de desplazamientos laterales de dos niveles consecutivos dividida entre la altura del entrepiso.
2. El desplazamiento angular de un nudo y de los extremos opuestos de todas las barras que concurren al mismo son iguales.

Estas hipótesis conducen al siguiente procedimiento.

1. Calcúlese en cada nudo el valor G_n , que se denominará *factor de trabe*, igual a $\Sigma K_{cn} / \Sigma K_n$, siendo ΣK_{cn} la suma de rigideces de las columnas que concurren a ese nudo, y ΣK_n la suma de rigideces de todas las piezas que concurren al mismo.
2. Calcúlese en cada nudo $C_n = 1 - G_n$, que se llamará *factor de columna*.



METODO DE BOWMAN (Marco B)

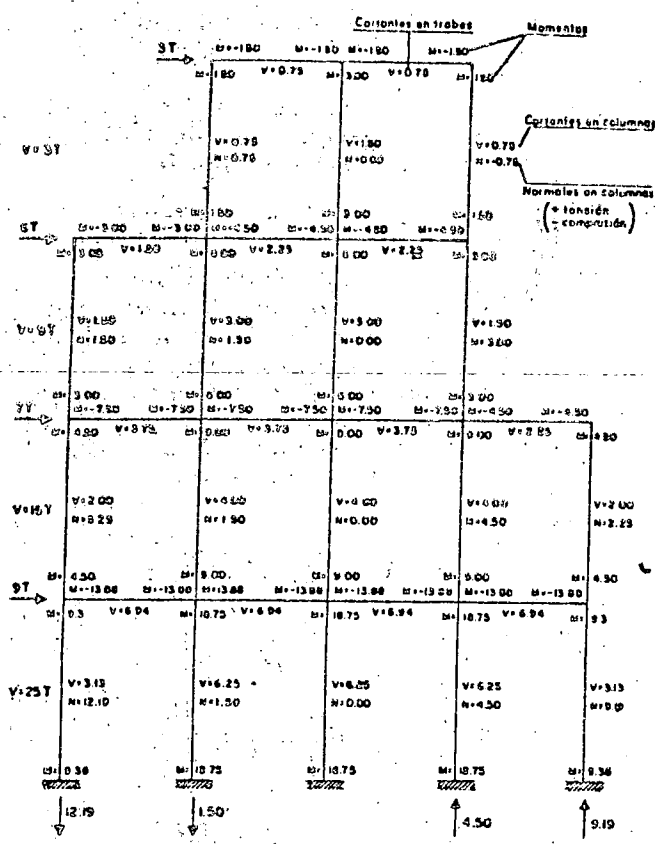
EJEMPLO 3

FIG. 1.5

5. Obténganse cortantes en las traves a partir de los momentos de sus extremos.
6. Obténganse las fuerzas axiales en las columnas a partir de las cortantes de las traves.

La fig 1.2 resume la aplicación del método a un marco de cuatro pisos.

1.02. Método del voladizo. Se utiliza este método para el análisis preliminar de marcos esbeltos; las hipótesis en que se basa son: 1,2



METODO DEL PORTAL
EJEMPLO 1
FIG. 1.2

1. Los puntos de inflexión de traves y columnas se encuentran en sus puntos medios.
2. La fuerza axial en cada columna de un mismo entrepiso es proporcional a su sección transversal y a su distancia al centro de gravedad de las columnas del marco en el entrepiso considerado. (En ocasiones se suponen todas las columnas de igual sección transversal y se calculan las cargas axiales como directamente proporcionales a sus distancias al centro de gravedad del marco.) Esta suposición es la que da su nombre al método.

Los pasos a seguir se resumen a continuación.

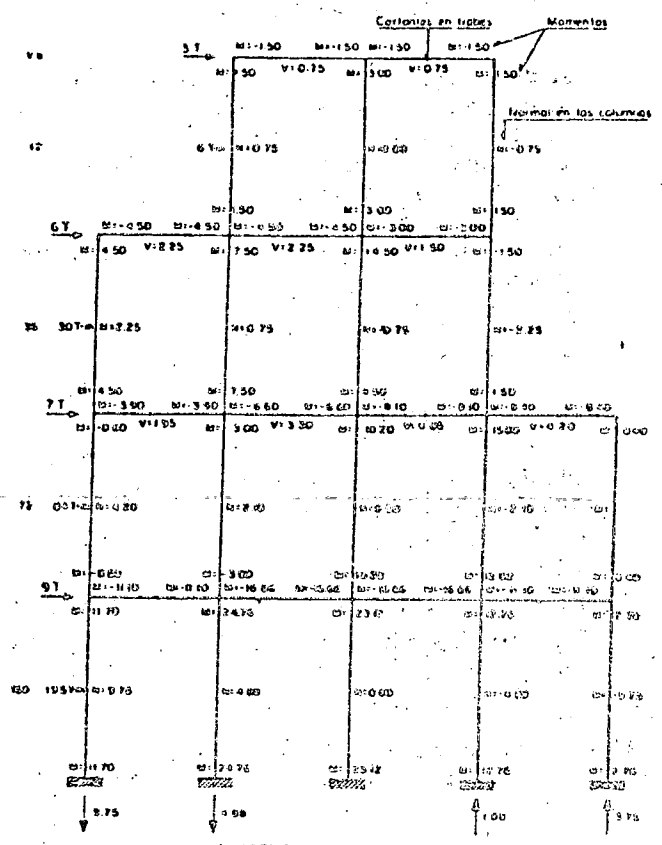
1. Considerando el edificio como un voladizo, determinense los momentos de las fuerzas exteriores con respecto a secciones horizontales que pasen por los puntos de inflexión de las columnas en cada entrepiso.

2. Los momentos así calculados se utilizan para obtener las fuerzas axiales en las columnas aplicando la hipótesis 2.
3. A partir de las fuerzas axiales de las columnas obténganse las cortantes en las traves.
4. Determinense los momentos en traves y columnas aplicando la suposición 1.

Este método se aplica al análisis de un marco en la fig. 1.3.

1.03. Método de Bowman. Como resultado del estudio de un gran número de marcos, resueltos por métodos "exactos", se ha propuesto un método aproximado de acuerdo con las siguientes hipótesis: 1,2

1. Los puntos de inflexión en las traves exteriores se encuentran a 0.55 de su claro, a partir de su extremo exterior. En traves interiores, el punto de inflexión se encuentra al centro del claro, excepto en la crujía central cuando el número de crujías es impar, o en las dos centrales si es par. En estas crujías la posición de puntos de inflexión en las traves está forzada por condiciones de simetría y equilibrio.
2. Los puntos de inflexión en las columnas del primer entrepiso se encuentran a 0.60 de su altura, a partir de la base. En marcos de dos o más, tres o más, o cuatro o más, entrepisos, respectivamente, los pun-



METODO DEL VOLADIZO
EJEMPLO 2
FIG. 1.3

trabes del nivel correspondiente. Teniendo en cuenta que la estructura simplificada es antisimétrica puede estudiarse la mitad de ella. Los giros en ambos extremos de una trabe son iguales, por tanto se puede simplificar la ecuación de nudo igualando sus contribuciones angulares. En la aplicación práctica del método esto se logra multiplicando por 1.5 la rigidez de la trabe y suponiendo que no hay contribución de su extremo lejano. Sólo debe recordarse que lo que se obtiene en el extremo cercano de la trabe es 1.5 veces la contribución angular.

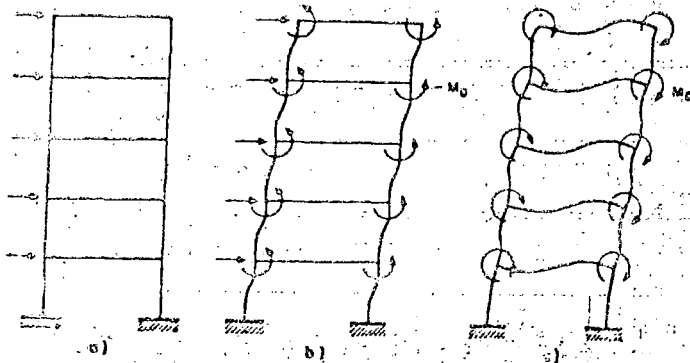
Completado el análisis del marco simplificado, deben distribuirse las contribuciones lineales y angulares de las columnas y de los extremos de cada trabe de la estructura simplificada entre los miembros de la estructura original proporcionalmente a sus rigideces. Estos valores pueden usarse como punto de partida para aplicar el método de Kani a la estructura completa.

La fig. 1.11 resume la aplicación de este método al marco A.

1.12. Método de distribución en voladizo (Grinter-Tsao). Este método es rigurosamente aplicable sólo a marcos simétricos de una cruzia y a aquellos de varias cruzias cuyas rigideces guarden relaciones tales que sea posible descomponerlos en varios marcos simétricos de una cruzia cada uno. Sin embargo, puede aplicarse en forma aproximada al análisis de cualquier marco que se idealice como simétrico y de una cruzia, igualando la suma de rigideces de trabes y columnas en cada entrepiso en el marco original y en el idealizado. Esto equivale a suponer que todos los nudos de un mismo nivel sufren la misma rotación.

El método consiste en lo siguiente (fig. 1.12).

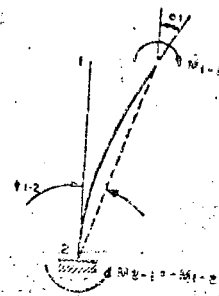
Permitase el desplazamiento lineal de todos los nudos, hasta que se logre el equilibrio de fuerza cortante en cada entrepiso. En esta etapa los momentos exteriores $-M_0$ impiden el giro de los nudos (fig. 1.12b). Elimínense ahora estos mo-



METODO DE GRINTER-TSAO

FIG. 1.12

mentos permitiendo simultáneamente giros y nuevos desplazamientos lineales sin que se altere la fuerza cortante de cada entrepiso (fig. 1.12c).



DESPLAZAMIENTO SIN CORTANTE

FIG. 1.13

Considérese una columna (fig. 1.13) a uno de cuyos extremos se permite giro y desplazamiento transversal simultáneo. Partiendo de que es nula la cortante que proviene de esta deformación, las ecuaciones de pendiente-deformación suministran las relaciones

$$M_{12} = 2EK_{12}(\theta_1 - 3\psi_{1,2}) \quad (1.9)$$

$$M_{21} = 2EK_{12}(\theta_1 - 3\psi_{1,2}) \quad (1.10)$$

Al no haber fuerza cortante,

$$M_{21} = -M_{12} \quad (1.11)$$

De las ecs. 1.9 y 1.11,

$$\theta_1 = 2\psi_{1,2}$$

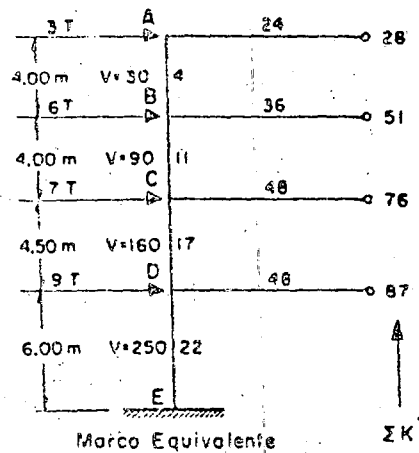
$$M_{12} = EK_{12} \theta_1 \quad (1.12)$$

Teniendo en cuenta las ecs. 1.11 y 1.12 y considerando que la deformación de la estructura será antisimétrica se reduce el problema a la solución de la mitad del marco por distribución de momentos. En este proceso las rigideces de las trabes se calculan como $6EK$, las de las columnas como EK y el factor de transporte en las columnas es -1 .

El método se aplica en las figs. 1.14 y 1.15 a idealizaciones de los marcos A y B. La rigidez de cada columna se obtuvo como la suma de rigideces de todas las columnas del entrepiso, y la rigidez de las trabes como $2 \times 6 = 12$ veces la suma de rigideces de las trabes en el nivel considerado. (El coeficiente 6 toma en cuenta la rigidez modificada y el 2 toma en cuenta la rigidez de cada trabe en sus dos extremos.)

La tabla que aparece en las figs. 1.14 y 1.15 es idéntica a una distribución de momentos por el método de Cross, por lo que no amerita explicación. Obsérvese solamente que los momentos de empotramiento se obtuvieron como el producto de la fuerza cortante en cada entrepiso por la mitad de la altura correspondiente.

Calculados los momentos en la estructura simplificada, es necesario obtener elementos mecánicos, en el marco original. Para ello se distribuyen los que se obtuvieron en aquella proporcionalmente a las rigideces de las piezas de éste. El

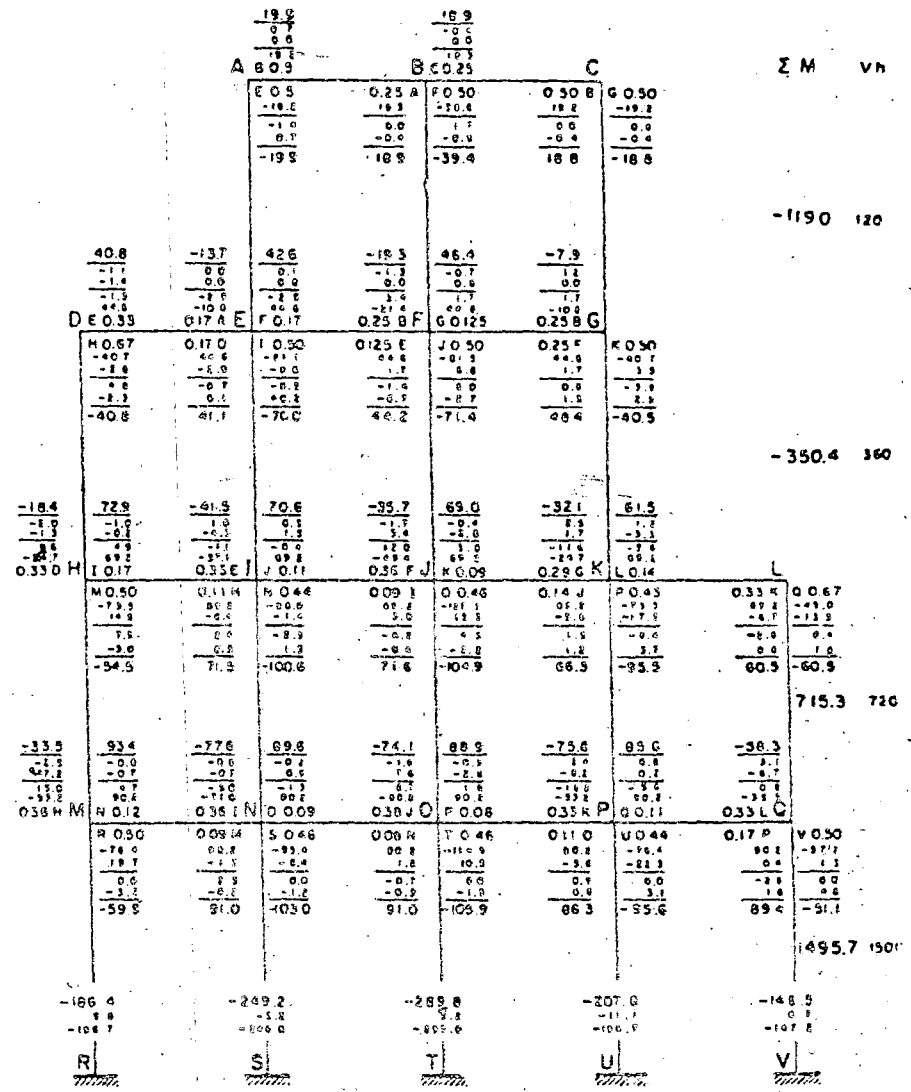


Factores de distribución

Momentos de Empotr. (ton-m)

0.143	-6.0
0.079	-6.0
0.216	-18.0
0.145	-18.0
0.224	-36.0
0.195	-36.0
0.253	-75.0
	-75.0

MIEMBRO	AB	BA	BC	CB	CD	DC	DE	ED
FACTORES DE DISTRIBUCION	0.143	0.079	0.216	0.145	0.224	0.195	0.253	—
MOMS. NUDOS FINOS	-60	-60	-180	-180	-360	-360	-750	-750
BALANCEO	9	19	52	76	121	216	281	—
TRANSPORTE	-19	-5	-76	-52	-216	-121	—	-281
BALANCEO	5	7	19	39	60	24	30	—
TRANSPORTE	-7	-3	-39	-19	-24	-60	—	-30
BALANCEO	1	3	9	6	10	12	13	—
TRANSPORTE	-3	-1	-6	-9	-12	-10	—	-15
BALANCEO	0	1	1	3	5	2	3	—
TRANSPORTE	-1	0	-3	-1	-2	-5	—	-3
BALANCEO	0	0	1	0	1	1	—	—
TRANSPORTE	0	0	0	-1	-1	-1	—	-1
BALANCEO	0	0	0	0	1	0	0	—
MOMENTOS EN LAS COLUMNAS	-77	-43	-224	-136	-417	-302	-420	-1080
MOMENTOS EN LAS TRAVES	77		287		659		722	—



METODO DE CRINTER-TSAO-CROSS
EJEMPLO-9
FIG. 1.14

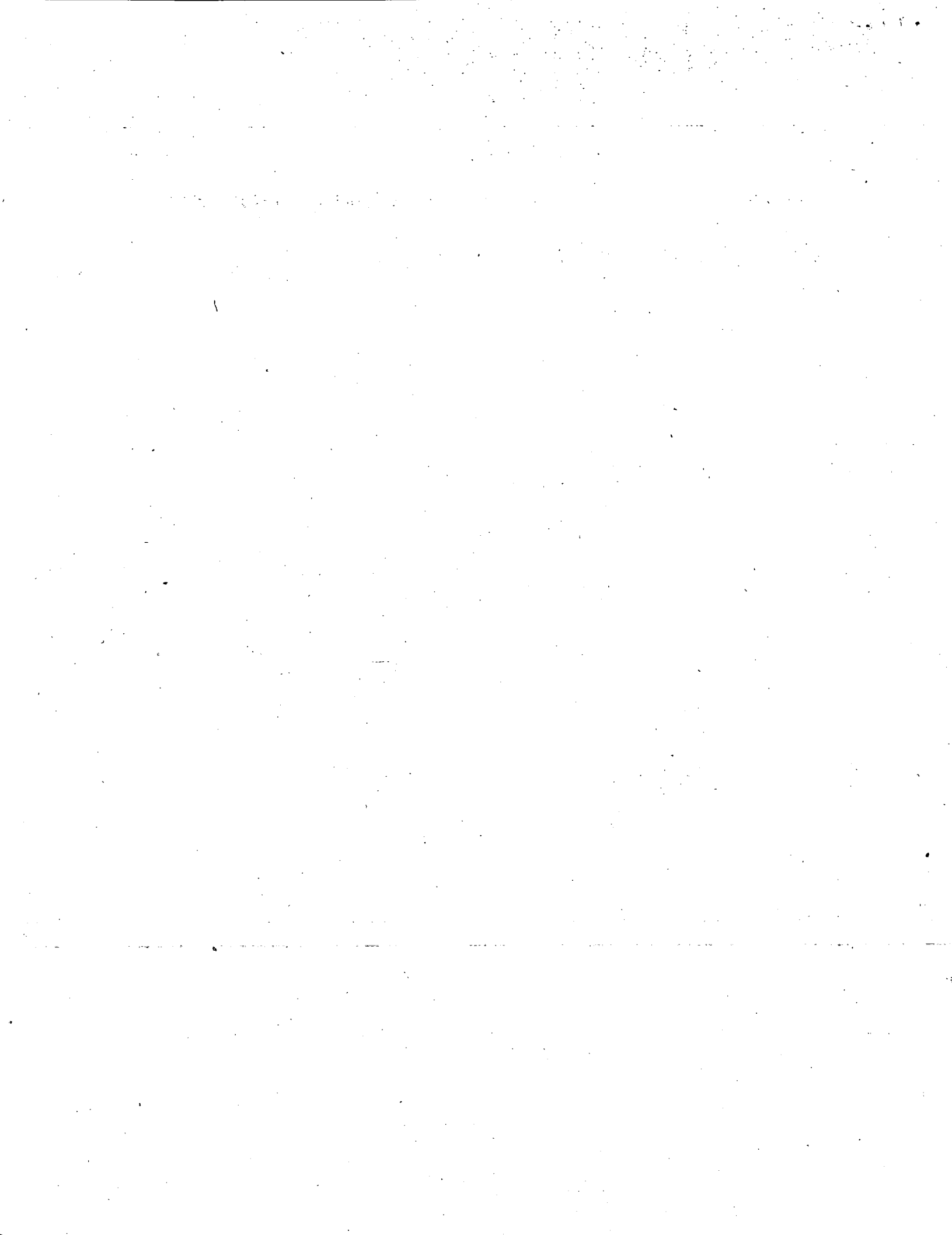
REFERENCIAS

2. Kardestuncer, H., "Introducción al análisis estructural con matrices", McGraw Hill, 1975.
3. Frischman, W. W., Prabhu, S. S. y Toppler, J. F. "Multistory frames and interconnected shear walls, subjected to lateral loads", Concrete and Construction Engineering, 1963.
4. MacLeod, I. A., "Lateral Stiffness of shear walls with openings, in tall buildings", Proc. of a Symposium on Tall Buildings, Pergamon Press, 1967.
5. Clough, R. M., King, I. P. y Wilson, E. L. "Structural analysis of multi-storey buildings", Proc. ASCE, Vol. 90, 1964.
6. Stamato, M. C. y Stafford-Smith, B., "An approximate method for the three dimensional analysis of tall buildings", Proc. Inst. Civ. Engres., Vol. 43, Jul, 1969.
7. Khan, F. R. y Sbarounis, J. A., "Interaction of shear walls and frames", Proc. ASCE, Jun, 1964.
8. Rosenbluth, E. y Holtz, J., "Elastic analysis of shear walls in tall buildings", Proc. ACI, Vol. 56, Jun, 1960.
9. Wilson, E. L. y Dovey, "Three dimensional analysis of building systems-TABS",

publicación EERC 72-8, University of California, Berkeley, 1972.

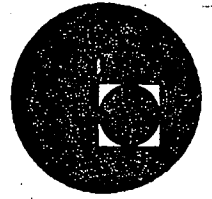
10. American Concrete Institute, "Reglamento de las Construcciones de Concreto Reforzado (ACI 318-71) y Comentarios", (Traducido por el IMCYC), 1972.
11. Allen, F.H. y Darvall, P., "Lateral load characteristics of flat plate structures", Proceedings of the Fifth Australian Congress on the Mechanics of Structures and Materials, Melbourne, 1975.
12. Esteva, L y Rosenblueth, E., "Folleto complementario diseño sísmico de edificios", Ediciones Ingeniería, 1962.
13. Wilson, E. L., Hollings, J.P. y Dovey, H. H., "Three dimensional analysis of buildings systems (extended version)", publicación EERC 75-13, University of California, Berkeley, 1975.
14. Aranda, R. y Ayala, G., "Análisis tridimensional de edificios (implantación del programa ETABS)", Instituto de Ingeniería, 1976.
15. MacLeod, I.A., "Shear wall-frame interaction a design aid with commentary", SP3, Portland Cement Association, 1971.
16. Burns, R.J., "An approximate method of analyzing coupled shear walls subjected to triangular loading", Proc. Third WCEE, Nueva Zelanda, 1965.
17. Comité ACI 442, "Response of buildings to lateral forces", ACI Journal, Vol. 68, Feb 1971.

18. Coull, A. y Choudhury, J.R., "Analysis of coupled shear walls", ACI Journal, Vol 64, Set 1967.

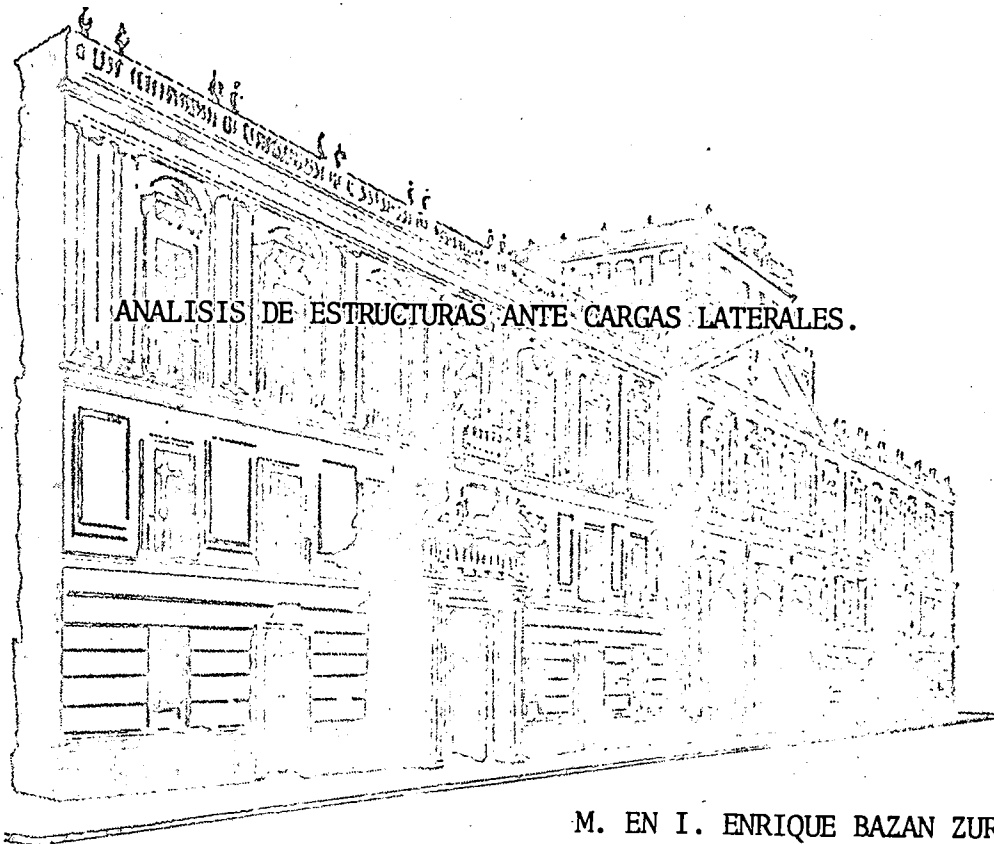




centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOS



M. EN I. ENRIQUE BAZAN ZURITA

AGOSTO DE 1977.

3.4 EFECTOS DE ESBELTEZ.

Los efectos de esbeltez en edificios se presentan de dos maneras: la primera se puede denominar local y consiste en que en las columnas los momentos flexionantes se ven incrementados por el valor Pv donde P es la carga axial y v es la deformación (elástica) de la columna -- con respecto a su eje originalmente recto; la segunda, que es de conjunto, se refiere a que cuando existe un desplazamiento de entrepiso Δ se produce un momento $P\Delta$ que debe ser resistido por las columnas de tal entrepiso (este efecto se conoce como $P-\Delta$) en la fig. 16 y 17 -- se ilustran los efectos mencionados:

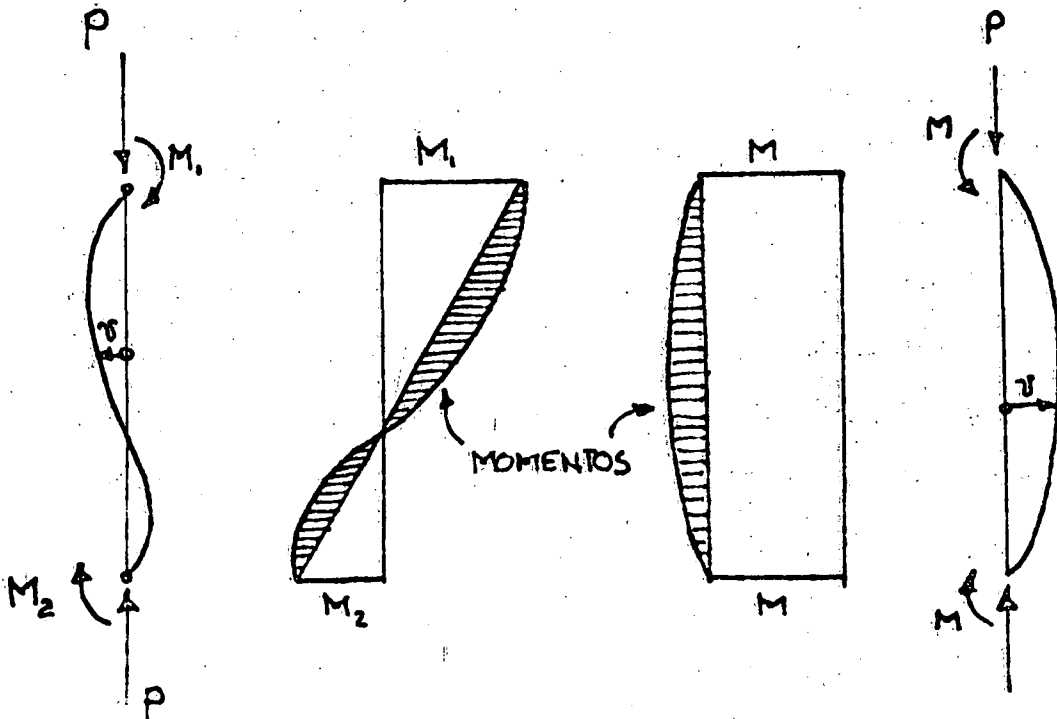


Fig. 16 Efecto local de esbeltez.

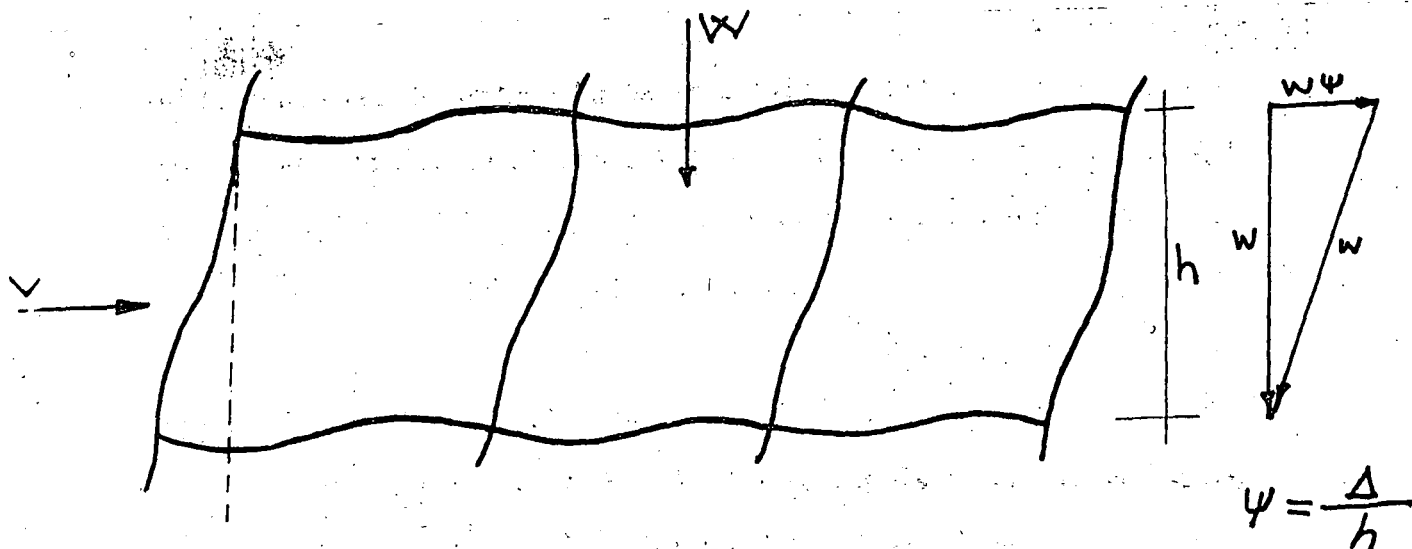


Fig. 17 Efecto de Conjunto

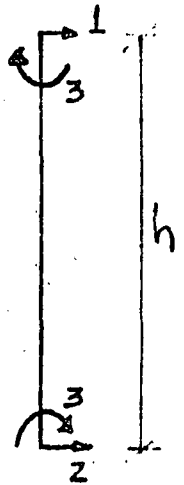
Nótese en la fig. 4.1 que el efecto local es más importante cuando la columna no tiene punto de inflexión; esto en general no ocurre en marcos sujetos a cargas laterales, salvo tal vez en el piso inferior.

i) Efecto Local.

Además de la amplificación de momentos, el efecto local se refleja en una reducción de la rigidez del elemento (cuando la fuerza axial es de compresión). También se modifican los momentos de empotramiento.

Una forma de considerar estos efectos, que en detalle se presentan en la ref. 22, es mediante las llamadas funciones de estabilidad y de carga, que conducen a expresar la matriz de rigideces de la columna en la forma siguiente.

$2ts(1+c)\frac{EI}{h^3}$	$-2ts(1+c)\frac{EI}{h^3}$	$-s(1+c)\frac{EI}{h^2}$	$-s(1+c)\frac{EI}{h^2}$
	$2ts(1+c)\frac{EI}{h^3}$	$s(1+c)\frac{EI}{h^2}$	$s(1+c)\frac{EI}{h^2}$
		$s\frac{EI}{h}$	$sc\frac{EI}{h}$
			$s\frac{EI}{h}$



Los valores de S, C y T se obtienen planteando la ecuación diferencial de equilibrio de la columna, incluyendo en el momento flexionante el término Pv. Es conveniente expresar estas funciones en términos de la relación adimensional n definida como:

$$\eta = \frac{P}{\left(\frac{\pi^2 EI}{h^2}\right)} ; \quad P = \text{Carga axial actuante.}$$

En la fig. 19 se muestra como varían tales funciones con n. (n positivo corresponde a compresión).

Se muestra también la función m por la cual hay que multiplicar $\frac{wl^2}{12}$

para obtener el momento de empotramiento modificado por efectos de esbeltez cuando hay una carga uniformemente distribuída perpendicular al eje de la columna.

Nótese que para $n=0$ $s=4$, $c=0.5$ y $t=1$ que son los valores correspondientes a vigas.

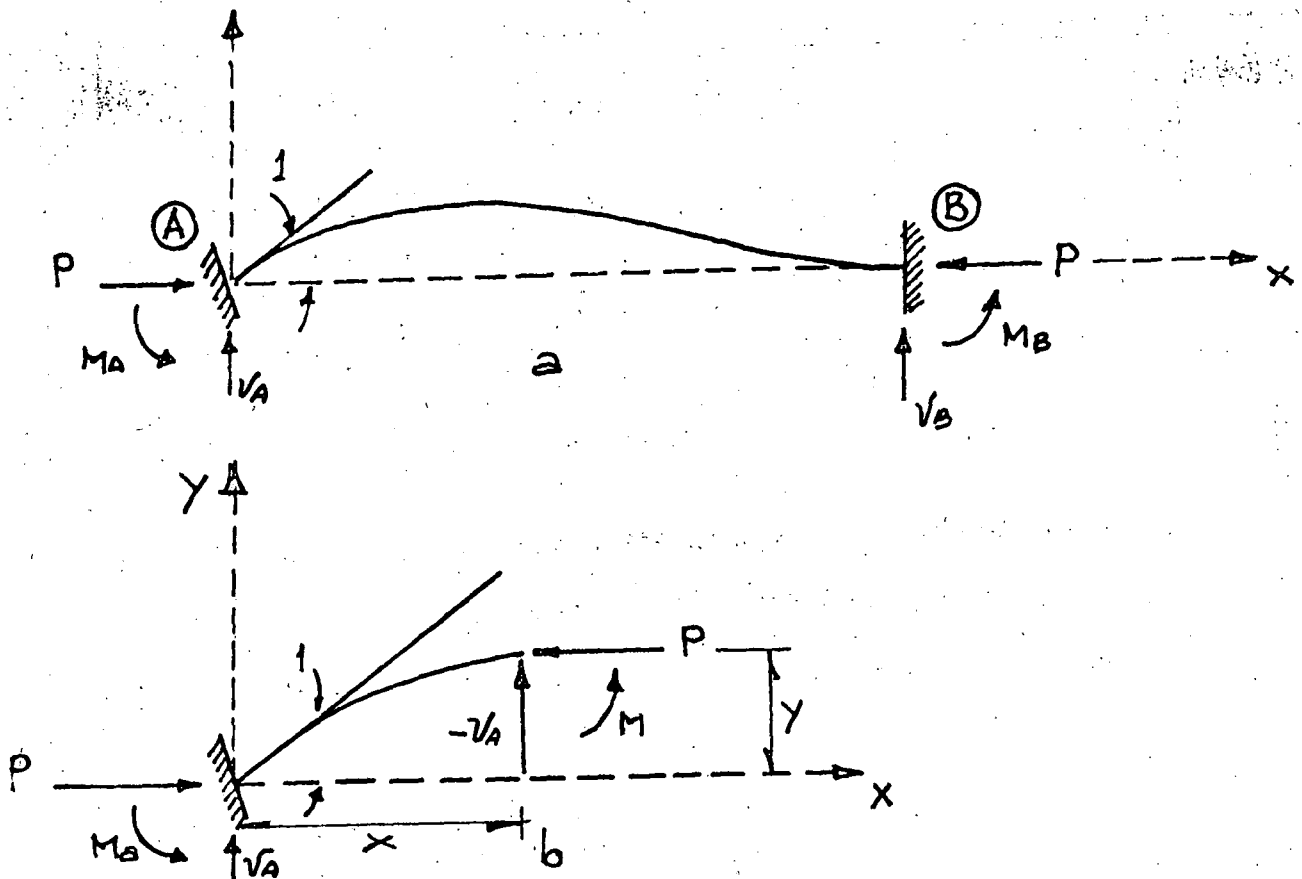


Fig. 18 Obtención de los coeficientes de rigidez para un desplazamiento angular unitario en el extremo A de un elemento prismático .
 a. Diagrama del elemento. b. Detalle.

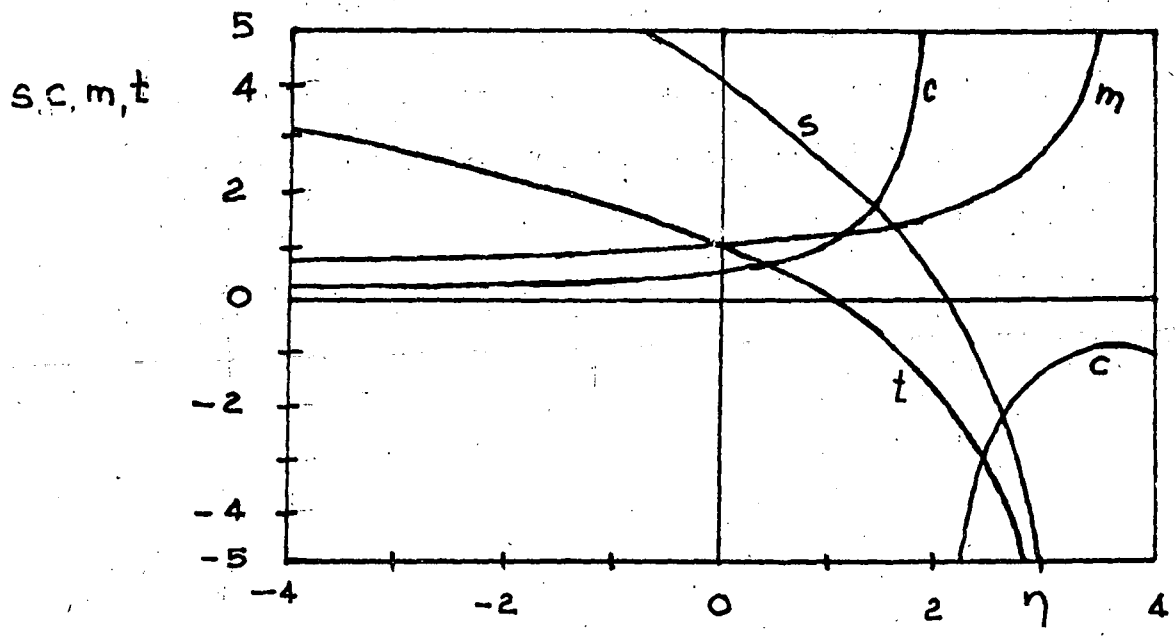


Fig. 19 Funciones de estabilidad y de carga para elementos prismáticos sujetos a carga axial, en términos del parámetro n .

Prismáticas cuando no se consideran los efectos de esbeltez.

En el caso de fuerzas de compresión las expresiones que definen a las funciones son:

$$S = \frac{U(\operatorname{sen} U - U \operatorname{cos} U)}{2(1 - \operatorname{cos} U) - U \operatorname{sen} U} \quad ; \quad C = \frac{U - \operatorname{sen} U}{\operatorname{sen} U - U \operatorname{cos} U}$$

$$t = 1 - \frac{\pi^2 n}{2S(1+C)} \quad \text{donde} \quad U = \pi \sqrt{\eta'}$$

Si la fuerza es de tensión se reemplaza $\operatorname{Sen} U$ por $\operatorname{Sen} hU$ y $\operatorname{cos} U$ por $\operatorname{cosh} U$, aunque este no es un caso de interés práctico.

Nótese Fig. (19) que al aumentar las fuerzas no disminuye S , lo cual físicamente significa que es más fácil, en la fig. (18), dar un giro unitario en el extremo A cuando la fuerza P está presente. También obsérvese que c , que es el factor de transporte, aumenta con P y que puede llegar a ser mayor que 1 o negativo, y además que S puede hacerse cero o negativo.

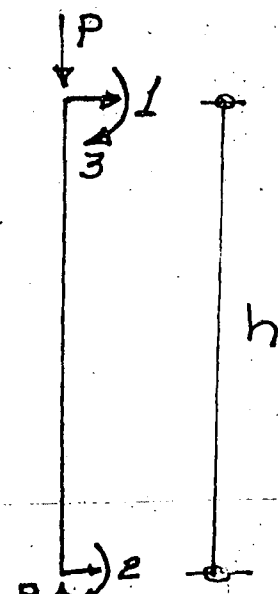
Se analizan un marco no se conocen de antemano las cargas axiales en las columnas, por lo que, para considerar su efecto se tiene que seguir un procedimiento iterativo que consiste en analizar el marco sin considerar el efecto de fuerzas axiales, es decir el análisis usual, luego con las fuerzas que así se obtienen modificar las matrices de rigideces y volver a analizar. En este segundo análisis se obtendrán fuerzas axiales diferentes a las obtenidas en el primero y se tendría en rigor que volver a modificar las rigideces y volver a analizar hasta que las cargas axiales no cambien en ciclos sucesivos. En la práctica es por lo común suficiente hacer dos análisis, sobre todo cuando las cargas axiales son apreciablemente menores que las cargas de Pandeo de las columnas. (En estos casos se pueden incluso no considerar estos efectos).

Una forma menos precisa, pero más sencilla de modificar las matrices de ri

gideces de las columnas es la siguiente:

$$\underline{K}_{modif} = \underline{K} - \underline{K}_g$$

Donde \underline{K} es la matriz correspondiente al caso en que no se consideran - - fuerzas axiales y \underline{K}_g , que se denomina matriz de rigideces geométrica está dada por:

$$\underline{K}_g = P \begin{bmatrix} \frac{6}{5h} & -\frac{6}{5h} & -\frac{1}{10} & -\frac{1}{10} \\ & \frac{6}{5h} & \frac{1}{10} & \frac{1}{10} \\ \text{simétrica} & & \frac{2}{15h} & -\frac{1}{30h} \\ & & & \frac{2}{15h} \end{bmatrix}$$


ii) Efecto de Conjunto

Un planteamiento "exacto" de este problema requeriría que se planteen las ecuaciones de equilibrio sobre la configuración deformada, y esto tendría que hacerse alternativamente, puesto que de las ecuaciones se obtienen los desplazamientos y se usan estos desplazamientos para obtener las ecuaciones. Además tendría que tomarse en cuenta los efectos locales.

Esto exige en las Normas Técnicas Complementarias de la ref. 1 para los casos en que la relación de esbeltez de las columnas sea mayor que 100, y se denomina análisis de segundo orden.

Una forma aproximada de considerar estos efectos, que se desarrollan en - la ref. 24, es la que se resume a continuación:

En la fig. 17 el momento total de entrepiso es:

$$M = Vh + W\Delta \quad (\Rightarrow)$$

Sea R la rigidez de entrepiso en el análisis convencional del marco suje-

to a cargas laterales, y suponiendo que los diagramas de momentos en las columnas, debidas a W, son proporcionales a las que producen esas cargas laterales se tiene que:

$$M = (R\Delta)h \quad (b)$$

$$(R\Delta)h = Vh + W\Delta$$

$$\Delta = \frac{V}{R - (W/h)}$$

$$M = Vh \left[1 + \frac{W/h}{R - (W/h)} \right]$$

y los efectos de esbeltez pueden considerarse entonces multiplicando los momentos que producen las cargas laterales por el factor de amplificación:

$$\phi = 1 + \frac{W/h}{R - (W/h)}$$

por este factor se multiplicarán también todas las deformaciones y esfuerzos que producen las cargas laterales.

Con referencia a la fig. 1 esto significa que la acción combinada de las cargas verticales y de una fuerza constante V, equivale a la de una fuerza cortante incrementada V+W

Es necesaria una corrección del factor de amplificación para tomar en cuenta que en realidad las columnas no permanecen rectas, esto es más notable cuando las vigas son infinitamente rígidas, y para este caso es la ref. 6 se tiene:

$$M = Vh \left(1 + \frac{W/h}{R - 1.2 W/h} \right)$$

La ecuación (f) es la que aparece en unos métodos que, para tomar en cuenta efectos de esbeltez, se propone en las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, con la variante de que en vez de R se pone $\frac{R}{Q}$ (esto resulta de que $V = \frac{RA}{Q}$ para estructuras dúctiles).

La ecuación (e) puede escribirse en forma diferente si consideramos que

$$\frac{V}{W} = \frac{RA}{W} = c \text{ y que } \frac{\Delta}{h} = \psi \text{ resulta:}$$

$$\phi = 1 + \frac{(R\Delta/ch)}{R - \frac{R\Delta}{ch}} = 1 + \frac{\psi/c}{1 - \psi/c} = 1 + \frac{\psi}{c}$$

ψ Normalmente viene limitado en los Reglamentos lo mismo que c que es el coeficiente sísmico.

Por ejemplo: si $\psi = 0.008$ y $c = 0.08$

entonces: $\phi = 1.1$

Nota aparte:

Un marco es de cortante (valen fórmulas de Wilbur) si .

$$\rho = \frac{\sum I_v/L}{\sum I_c/H} > 0.1$$

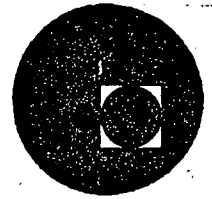
REFERENCIAS

20. Ghali, A. Neville, A.M. "Structural Analysis a Unified Classical and Matrix Approach", Intext Educational Publishers, 1972 .
21. Smolira, "Analysis of Tall Buildings by the Force-displacement Method", Mc Graw Hill U.K., 1975
22. Beaufait, F., Rowan, W., Hoadley, P. y Hackett, R. "Computer - Methods of Structural Analysis", Prentice Hall, 1970
23. Przemieniecki, J.S., "Theory of Matrix Structural Analysis", Mc Graw Hill, 1978.
24. Rosenblueth, E, "Efectos de Esbeltez en Edificios", Revista - Ingeniería, Vol XXXV, Núm. 4, Enero 1965
25. Horne, R.M. y Merchant, W, "The stability of frames", Pergamon Press, 1965
26. Desai, C. S. y Abel, J. F., "Introduction to the Finite Element Method", Van Nostran Rienhold Company, 1972
27. Zienkiewicz, O. C., "The Finite Element Method in Engineering- Science", Mc Graw Hill, 1971
28. Rubinstein, M.F., "Structural Systems-Statics, Dinamics and -- Stability" Prentice Hall, 1970
29. Brebia, C.A. and Connor, J.J., "Fundamentals of Finite Element- Techniques", Butherwords, 1973
30. Cook, R. D. "Concepts and Aplications of Finite Element Analysis Wiloy, 1974





centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam

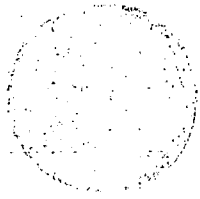


DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOS



M. EN I. ENRIQUE BAZAN ZURITA

AGOSTO DE 1977.



familia, consuetudine et ordine
 multitudine, quibus in civitate
 modo, quibusque et bellis



3.4 EFECTOS DE ESBELTEZ.

Los efectos de esbeltez en edificios se presentan de dos maneras: la primera se puede denominar local y consiste en que en las columnas los momentos flexionantes se ven incrementados por el valor Pv donde P es la carga axial y v es la deformación (elástica) de la columna -- con respecto a su eje originalmente recto; la segunda, que es de conjunto, se refiere a que cuando existe un desplazamiento de entrepiso Δ se produce un momento $P\Delta$ que debe ser resistido por las columnas de tal entrepiso (este efecto se conoce como $P-\Delta$) en la fig. 16 y 17 -- se ilustran los efectos mencionados:

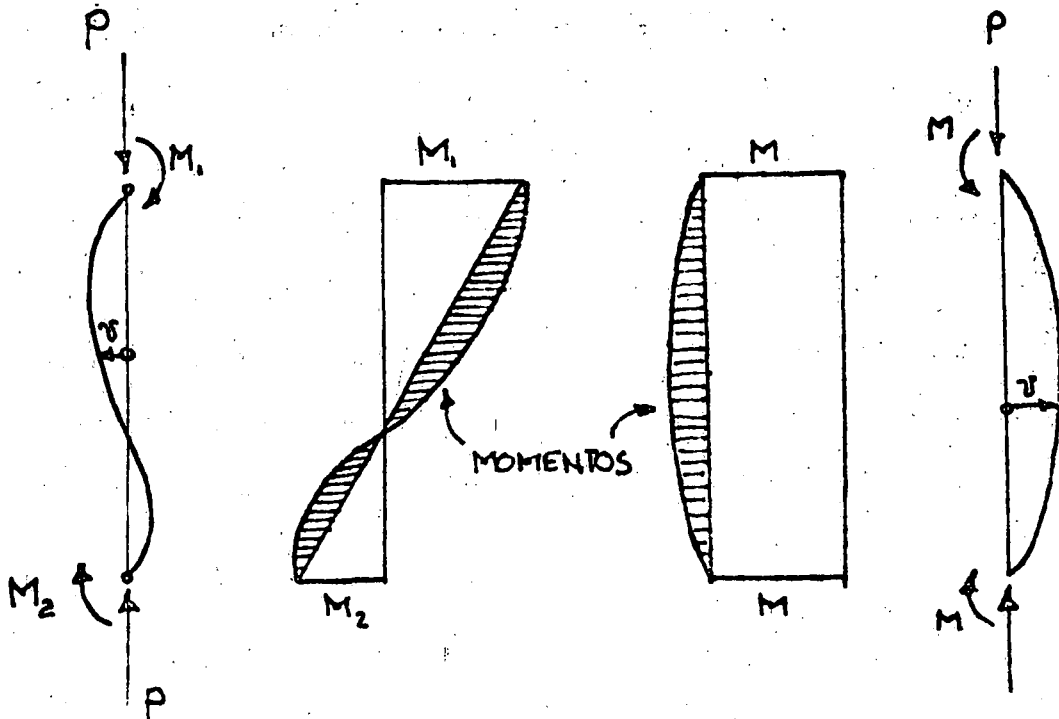


Fig. 16 Efecto local de esbeltez.

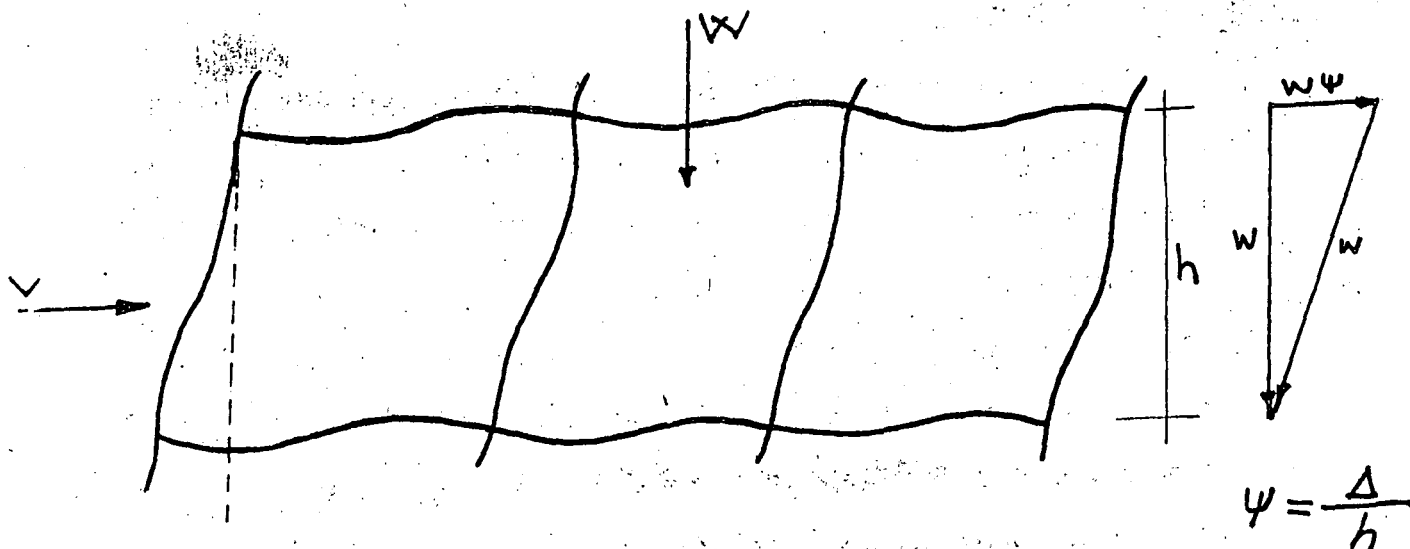


Fig. 17 Efecto de Conjunto

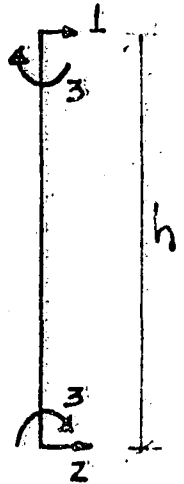
Nótese en la fig. 4.1 que el efecto local es más importante cuando la columna no tiene punto de inflexión; esto en general no ocurre en marcos sujetos a cargas laterales, salvo tal vez en el piso inferior.

i) Efecto Local.

Además de la amplificación de momentos, el efecto local se refleja en una reducción de la rigidez del elemento (cuando la fuerza axial es de compresión). También se modifican los momentos de empotramiento.

Una forma de considerar estos efectos, que en detalle se presentan en la ref. 22, es mediante las llamadas funciones de estabilidad y de carga, que conducen a expresar la matriz de rigideces de la columna en la forma siguiente.

$2ts(1+c)\frac{EI}{h^3}$	$-2ts(1+c)\frac{EI}{h^3}$	$-s(1+c)\frac{EI}{h^2}$	$-s(1+c)\frac{EI}{h^2}$
	$2ts(1+c)\frac{EI}{h^3}$	$s(1+c)\frac{EI}{h^2}$	$s(1+c)\frac{EI}{h^2}$
		$s\frac{EI}{h}$	$sc\frac{EI}{h}$
			$s\frac{EI}{h}$



Los valores de S, C y T se obtienen planteando la ecuación diferencial de equilibrio de la columna, incluyendo en el momento flexionante el término Pv. Es conveniente expresar estas funciones en términos de la relación adimensional n definida como:

$$\eta = \frac{P}{\left(\frac{\pi^2 EI}{h^2}\right)} ; \quad P = \text{Carga axial actuante.}$$

En la fig. 19 se muestra como varían tales funciones con n (n positivo corresponde a compresión).

Se muestra también la función m por la cual hay que multiplicar $\frac{wl^2}{12}$ para obtener el momento de empotramiento modificado por efectos de esbeltez cuando hay una carga uniformemente distribuida perpendicular al eje de la columna.

Nótese que para $n=0$, $s=4$, $c=0.5$ y $t=1$ que son los valores correspondientes a vigas.

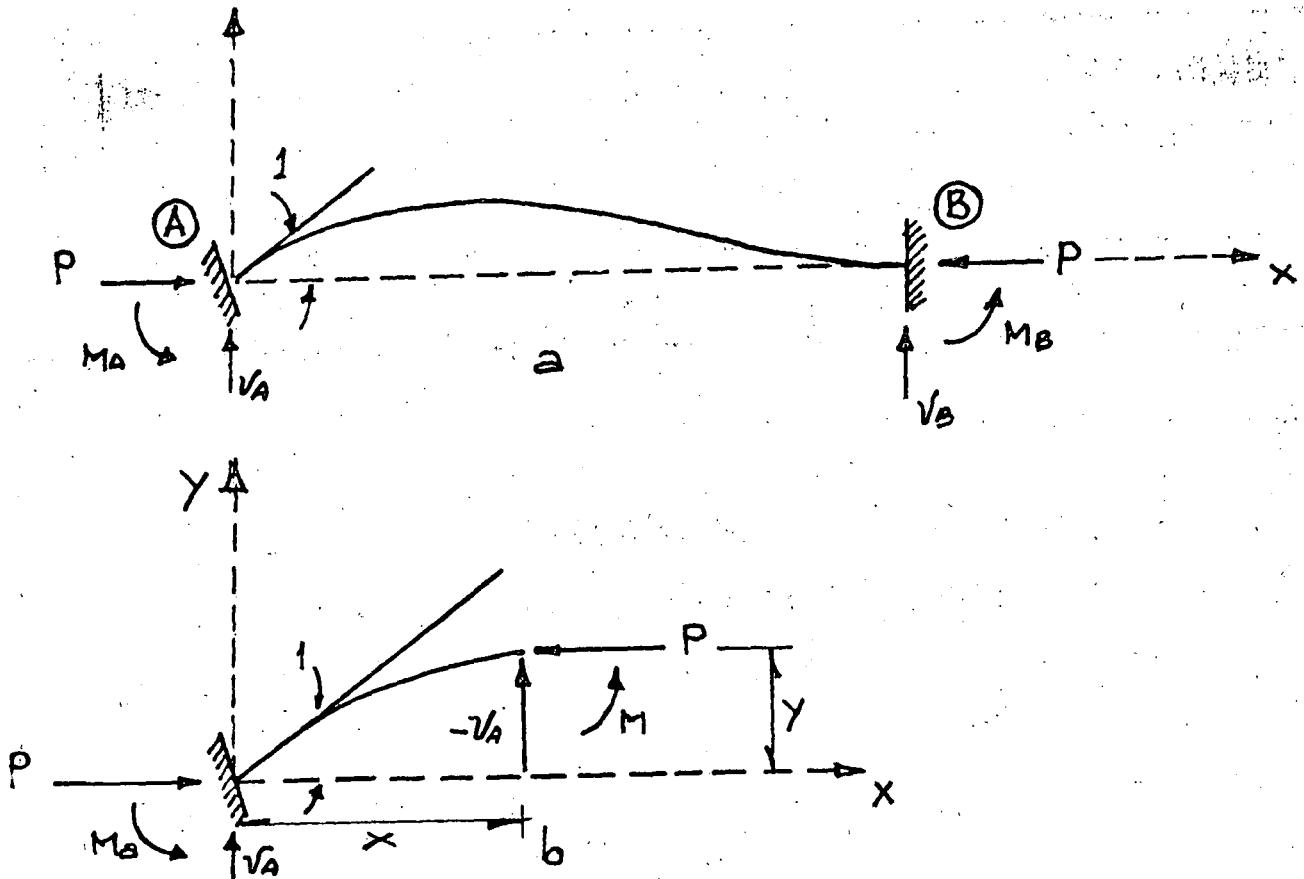


Fig. 18 Obtención de los coeficientes de rigidez para un desplazamiento angular unitario en el extremo A de un elemento prismático .
a. Diagrama del elemento. b. Detalle.

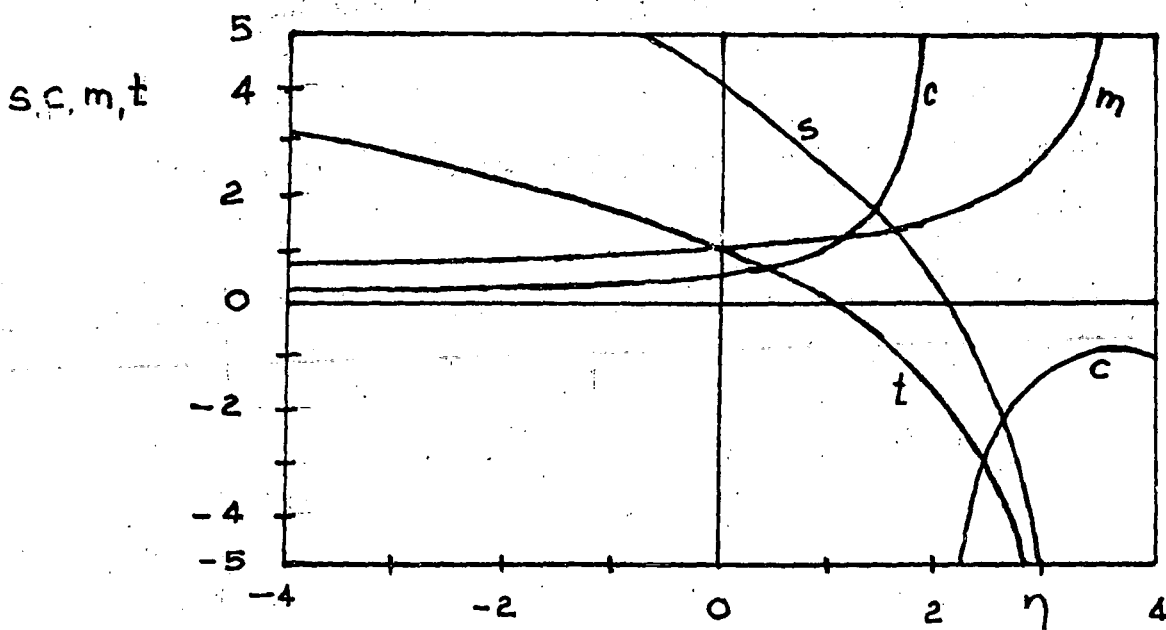


Fig. 19 Funciones de estabilidad y de carga para elementos prismáticos sujetos a carga axial, en términos del parámetro n .

Prismáticas cuando no se consideran los efectos de esbeltez.

En el caso de fuerzas de compresión las expresiones que definen a las funciones son:

$$S = \frac{U(\operatorname{sen} U - U \operatorname{cos} U)}{2(1 - \operatorname{cos} U) - U \operatorname{sen} U} \quad ; \quad C = \frac{U - \operatorname{sen} U}{\operatorname{sen} U - U \operatorname{cos} U}$$

$$t = 1 - \frac{\pi^2 n}{2S(1+C)} \quad \text{donde} \quad U = \pi \sqrt{\eta}$$

Si la fuerza es de tensión se reemplaza $\operatorname{Sen} U$ por $\operatorname{Senh} U$ y $\operatorname{cos} U$ por $\operatorname{cosh} U$, aunque este no es un caso de interés práctico.

Nótese Fig. (19) que al aumentar las fuerzas no disminuye S , lo cual físicamente significa que es más fácil, en la fig. (18), dar un giro unitario en el extremo A cuando la fuerza P está presente. También obsérvese que c , que es el factor de transporte, aumenta con P y que puede llegar a ser mayor que 1 o negativo, y además que S puede hacerse cero o negativo.

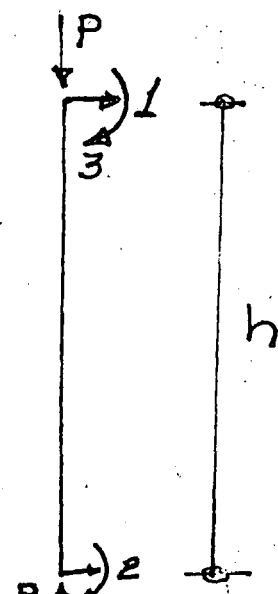
Se analizan un marco no se conocen de antemano las cargas axiales en las columnas, por lo que, para considerar su efecto se tiene que seguir un procedimiento iterativo que consiste en analizar el marco sin considerar el efecto de fuerzas axiales, es decir el análisis usual, luego con las fuerzas que así se obtienen modificar las matrices de rigideces y volver a analizar. En este segundo análisis se obtendrán fuerzas axiales diferentes a las obtenidas en el primero y se tendría en rigor que volver a modificar las rigideces y volver a analizar hasta que las cargas axiales no cambien en ciclos sucesivos. En la práctica es por lo común suficiente hacer dos análisis, sobre todo cuando las cargas axiales son apreciablemente menores que las cargas de Pandeo de las columnas. (En estos casos se pueden incluso no considerar estos efectos).

Una forma menos precisa, pero más sencilla de modificar las matrices de ri

gideces de las columnas es la siguiente:

$$\underline{K}_{modif} = \underline{K} - \underline{K}_g$$

Donde \underline{K} es la matriz correspondiente al caso en que no se consideran - - fuerzas axiales y \underline{K}_g , que se denomina matriz de rigideces geométrica está dada por:

$$\underline{K}_g = \begin{matrix} P \\ \left[\begin{array}{cccc} \frac{6}{5h} & -\frac{6}{5h} & -\frac{1}{10} & -\frac{1}{10} \\ & \frac{6}{5h} & \frac{1}{10} & \frac{1}{10} \\ \text{simétrica} & & \frac{2}{15h} & -\frac{1}{30h} \\ & & & \frac{2}{15h} \end{array} \right] \end{matrix}$$


ii) Efecto de Conjunto

Un planteamiento "exacto" de este problema requeriría que se planteen las ecuaciones de equilibrio sobre la configuración deformada, y esto tendría que hacerse alternativamente, puesto que de las ecuaciones se obtienen los desplazamientos y se usan estos desplazamientos para obtener las ecuaciones. Además tendría que tomarse en cuenta los efectos locales.

Esto exige en las Normas Técnicas Complementarias de la ref. 1 para los casos en que la relación de esbeltez de las columnas sea mayor que 100, y se denomina análisis de segundo orden.

Una forma aproximada de considerar estos efectos, que se desarrollan en - la ref. 24, es la que se resume a continuación:

En la fig. 17 el momento total de entrepiso es:

$$M = Vh + W\Delta \quad (\Rightarrow)$$

Sea R la rigidez de entrepiso en el análisis convencional del marco suje-

to a cargas laterales, y suponiendo que los diagramas de momentos en las columnas, debidas a W , son proporcionales a las que producen esas cargas laterales se tiene que:

$$M = (R\Delta)h \quad (b)$$

$$(R\Delta)h = Vh + W\Delta$$

$$\Delta = \frac{V}{R - (W/h)}$$

$$M = Vh \left[1 + \frac{W/h}{R - (W/h)} \right]$$

y los efectos de esbeltez pueden considerarse entonces multiplicando los momentos que producen las cargas laterales por el factor de amplificación:

$$\phi = 1 + \frac{W/h}{R - (W/h)}$$

por este factor se multiplicarán también todas las deformaciones y esfuerzos que producen las cargas laterales.

Con referencia a la fig. 1 esto significa que la acción combinada de las cargas verticales y de una fuerza constante V , equivale a la de una fuerza cortante incrementada $V+W$

Es necesaria una corrección del factor de amplificación para tomar en cuenta que en realidad las columnas no permanecen rectas, esto es más notable cuando las vigas son infinitamente rígidas, y para este caso es la ref. 6 se tiene:

$$M = Vh \left(1 + \frac{W/h}{R - 1.2 W/h} \right)$$

La ecuación (f) es la que aparece en unos métodos que, para tomar en cuenta efectos de esbeltez, se propone en las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, con la variante de que en vez de R se pone $\frac{R}{Q}$ (esto resulta de que $V = \frac{RA}{Q}$ para estructuras dúctiles).

La ecuación (e) puede escribirse en forma diferente si consideramos que

$\frac{V}{W} = \frac{RA}{W} = c$ y que $\frac{\Delta}{h} = \psi$ resulta:

$$\phi = 1 + \frac{(R\Delta/ch)}{R - \frac{R\Delta}{ch}} = 1 + \frac{\psi/c}{1 - \psi/c} = 1 + \frac{\psi}{c}$$

ψ Normalmente viene limitado en los Reglamentos lo mismo que c que es el coeficiente sísmico.

Por ejemplo: si $\psi = 0.008$ y $c = 0.08$

entonces: $\phi = 1.1$

Nota aparte:

Un marco es de cortante (valen fórmulas de Wilbur) si .

$$\rho = \frac{\sum I_v/L}{\sum I_c/H} > 0.1$$

REFERENCIAS

20. Ghali, A. Neville, A.M. "Structural Analysis a Unified Classical and Matrix Approach", Intext Educational Publishers, 1972 .
21. Smolira, "Analysis of Tall Buildings by the Force-displacement Method", Mc Graw Hill U.K., 1975
22. Beaufait, F., Rowan, W., Hoadley, P. y Hackett, R. "Computer - Methods of Structural Analysis", Prentice Hall, 1970
23. Przemieniecki, J.S., "Theory of Matrix Structural Analysis", Mc Graw Hill, 1978.
24. Rosenblueth, E, "Efectos de Esbeltez en Edificios", Revista - Ingeniería, Vol XXXV, Núm. 4, Enero 1965
25. Horne, R.M. y Merchant, W, "The stability of frames", Pergamon Press, 1965
26. Desai, C. S. y Abel, J. F., "Introduction to the Finite Element Method", Van Nostran Rienhold Company, 1972
27. Zienkiewicz, O. C., "The Finite Element Method in Engineering- Science", Mc Graw Hill, 1971
28. Rubinstein, M.F., "Structural Systems-Statics, Dinamics and -- Stability" Prentice Hall, 1970
29. Brebia, C.A. and Connor, J.J., "Fundamentals of Finite Element- Techniques", Butherwords, 1973
30. Cook, R. D. "Concepts and Aplications of Finite Element Analysis Wiloy, 1974

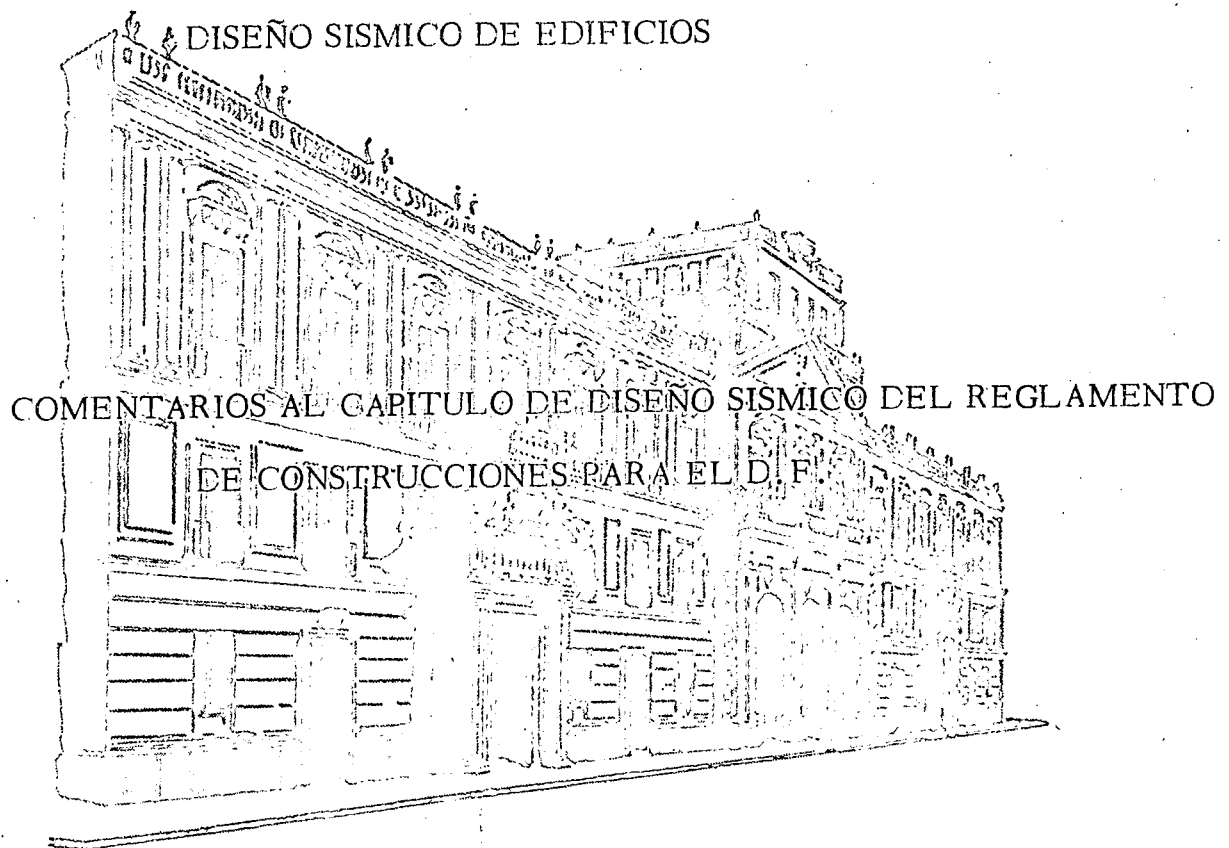




centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



III CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERIA SISMICA



Julio-Agosto, 1977.



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, es



CAPITULO XXXVII. DISEÑO POR SISMO

Artículo 231 Zonas

A diferencia de la versión anterior, se separa aquí la zona de transición (II) de la de terreno compresible (III), en vista de las ventajas económicas que tal separación implica, de que las tendencias presentes a erigir gran número de construcciones en la primera zona citada haga más deseable aprovechar dichas ventajas. Además, los límites entre la Zona II y la I actuales difieren de los anteriores en virtud de la información sobre características del suelo en diversos sitios incorporada en los últimos años. Por otra parte, se toma en cuenta que existen amplias zonas del Distrito Federal donde se desconocen las propiedades del suelo, y para las que la clasificación en alguna de las zonas debe basarse en estudios específicos de mecánica de suelos.

Artículo 232 Clasificación de las construcciones según su destino

La actual clasificación difiere de la anterior solo porque se han incluido

dentro del grupo A las construcciones cuya falla pueda ocasionar daños materiales importantes en bienes o servicios o que pueda ocasionar el escape de gases tóxicos.

Artículo 233 Clasificación de las construcciones según su estructuración

En la presente versión se han separado dos conceptos que se encontraban mezclados en la anterior: las características que influyen en la respuesta dinámica y la capacidad para disipar energía mediante el desarrollo de deformaciones en los intervalos no lineales de las curvas carga-deformación. La clasificación adoptada en este artículo se refiere a las características que influyen en la respuesta dinámica. Los péndulos invertidos, que en la versión anterior correspondían a un tipo aparte, ahora se incluyen dentro del tipo 1. Esto se debe a que dichas estructuras responden prácticamente en su modo fundamental de vibración y a que los problemas especiales que ofrecen, como la influencia de las fuerzas de inercia debidas a la rotación de la masa en su punta y su relativamente baja confiabilidad debida a la imposibilidad de redistribuir esfuerzos entre diversas secciones críticas, se toman en cuenta mediante recomendaciones específicas en los artículos 235, 237 y 240.

Para fines de diseño estático modificado, es decir, aplicando las reducciones que permite la fracción II del artículo 240 en términos de un valor aproximado del periodo fundamental de vibración, parecía conveniente clasificar las construcciones incluidas en el tipo 1 en dos subtipos, atendiendo a la proporción en que contribuyen a la respuesta las deformaciones por flexión y por cortante del conjunto. Esto obedece a que en espectros en los que los periodos de modos superiores de vibración corresponden ordenadas mayores que al fundamental, la influencia de dichos modos conduce a valores de las fuerzas cortantes que en diversas alturas de

la construcción son significativamente mayores para estructuras tales como chimeneas, en que dominan las deformaciones por flexión general, que para sistemas que se deforman esencialmente como vigas de cortante (2). Tales diferencias no son apreciables para los casos en que los periodos naturales se encuentran en intervalos en donde los espectros de diseño son constantes o crecen con dichos periodos. Por ello, la diferenciación entre sistemas de flexión y de cortante solo se manifestaría en el análisis estático de estructuras con periodo fundamental (estimado según la mencionada fracción II del artículo 240) mayor que T_2 , definido en el artículo 236. En vista de que en la mayor parte de las construcciones a las que se aplicará el Reglamento las deformaciones de flexión y de cortante contribuyen en distintas proporciones a la respuesta total, y atendiendo a las dificultades prácticas para establecer criterios sencillos de clasificación que reflejen dichas proporciones, se optó por omitir dicha clasificación y adoptar los criterios conservadores del artículo 240, que de cualquier manera permiten reducciones no contempladas en el Reglamento anterior.

Se juzgó conveniente considerar un tipo aparte para los tanques, a fin de especificar la forma de tomar en cuenta los efectos dinámicos de fluido.

Los muros de retención ameritan criterios de análisis sísmico que difieren del resto de las construcciones cubiertas por el reglamento.

Artículo 234 Coeficiente sísmico

Los coeficientes sísmicos que se presentan en este artículo corresponden a las ordenadas máximas del espectro medio de aceleraciones del temblor de diseño para estructuras del Grupo B y con amortiguamientos de aproximadamente 5 por ciento

del crítico. A diferencia de reglamentos anteriores, estos coeficientes no están reducidos de acuerdo con el efecto favorable de la ductilidad que cada estructura pueda desarrollar. A fin de llamar la atención a los diseñadores sobre este concepto tan significativo en el comportamiento sísmico y tan frecuentemente descuidado, se deja la reducción por ductilidad como un paso en el proceso de diseño, especificado en el artículo 235.

Artículo 235 Reducción por ductilidad

En este artículo se clasifica a las estructuras según el grado de ductilidad Q (en estructuras elastoplásticas definida como la deformación máxima entre la deformación de fluencia) que pueden desarrollar y se introduce un factor Q' , función de Q , por el cual pueden dividirse las fuerzas internas debidas a sismos para fines de diseño. Además se establece que las deformaciones no deben dividirse entre dicho factor y en consecuencia tampoco los efectos de segundo orden, es decir, las fuerzas internas que se generan por la acción de las fuerzas gravitacionales sobre la configuración deformada de la estructura.

Estas recomendaciones se basan en los resultados de algunos estudios analíticos para evaluar la respuesta sísmica dinámica de sistemas de un piso con relación carga-deformación de tipo elastoplástico y de algunos sistemas de cortante de varios pisos con relación carga-deformación del mismo tipo. Dichos estudios muestran que, para estructuras de un piso cuyos periodos naturales no sean demasiado cortos, el máximo desplazamiento relativo de un sistema elastoplástico es aproximadamente igual al que tendría una estructura de comportamiento lineal con igual masa y rigidez inicial que la elastoplástica correspondiente (3). En términos prácticos esto significa

que, en el rango de periodos naturales citados (mayores que T_1 , especificado en el artículo 236), las fuerzas sísmicas de diseño para una estructura capaz de desarrollar un factor de ductilidad Q pueden tomarse igual a las que corresponden a la respuesta de la estructura elástica divididas entre Q . Por lo asentado en este párrafo, tal reducción no se aplica a los desplazamientos. Para periodos menores que T_1 , el factor Q reductor de fuerzas internas varía entre Q para $T = T_1$ y 1 para $T = 0$, pues para este valor, que implica un sistema infinitamente rígido, la máxima aceleración del sistema es igual a la del terreno, para cualquier Q finito.

Las conclusiones descritas para sistemas de un grado de libertad pueden extenderse a sistemas de varios grados de libertad, siempre que la relación de la capacidad lateral de cada entresolio a la correspondiente respuesta dinámica de la estructura elástica de iguales masas y rigideces iniciales sea aproximadamente igual en los diversos entresolios.

Puesto que las deformaciones de la estructura real son aproximadamente iguales a las del sistema elástico de referencia, y las cargas gravitacionales continúan actuando durante los temblores, los efectos de segundo orden no deben reducirse.

Los valores de Q aceptables se hacen depender del tipo de estructura, de los materiales que la constituyen y de algunos detalles de diseño y construcción, tales como las proporciones de las secciones transversales de vigas y columnas de acero, los porcentajes de acero longitudinal y transversal y las longitudes de anclaje en miembros de concreto reforzado, las conexiones en cualquier tipo de estructura, etc. Todos estos conceptos influyen significativamente en la ductilidad local y en la global de un sistema dado, pues determinan el mecanismo de falla

dominante en diversas secciones o zonas de la estructura. La idea de forzar la ocurrencia de modos de falla dúctiles antes de que se alcance la intensidad de una acción que ocasionaría algún modo de falla frágil condujo a la especificación del inciso c), Caso 1, relativa a la adopción de factores de carga de 1.4 para ciertas fuerzas internas, en vez de 1.1, especificado en general para cargas accidentales.

Entre los requisitos para tomar $Q = 6$ se estipula en el inciso e) del Caso 1 que el mínimo cociente de la capacidad resistente de un entrepiso, calculada tomando en cuenta todos los elementos que pueden contribuir a la resistencia, entre la acción de diseño, no difiera en más de 20 por ciento del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos. Esto significa que no basta con que en el entrepiso donde el cociente en cuestión es mínimo la capacidad correspondiente sea cuando menos igual a la especificada; es necesario también que la mayor parte de la estructura participe de manera uniforme en la disipación de energía mediante comportamiento inelástico. Si la mayor parte de la estructura está sobrediseñada, la disipación de energía se concentrará en las zonas proporcionalmente más débiles, y esto ocasionará en ellas demandas mayores de ductilidad que las que se requerirían de contarse con factores de seguridad aproximadamente iguales(4). De ahí que la resistencia excesiva de ciertas zonas de una construcción pueda resultar desfavorable para fines de la respuesta sísmica de las zonas que solo cumplan con la resistencia especificada.

Una limitación semejante a la del párrafo anterior, pero menos estricta, se impone al Caso 2 para poder considerar Q igual a 4, cuando se pide que el mínimo cociente de capacidad resistente entre acción de diseño en cualquier entrepiso no difiera del promedio en más de 35 por ciento.

La distinción entre los factores de ductilidad aceptables para muros de mampostería de bloques macizos y los de piezas huecas obedece a la diferencia de comportamiento entre ambos tipos de sistemas, observado en pruebas de laboratorio y en la respuesta de estructuras ante sismos. Con las mismas bases se establecen los requisitos de armado y confinamiento que deben satisfacer los distintos tipos de mampostería, así como las características que deben poseer los bloques huecos para aceptar un factor de ductilidad de 1.5. Estas características, fijadas en el capítulo de mampostería de las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento, se refieren al porcentaje de huecos y al espesor mínimo de las paredes de los bloques, pues estas variables determinan el grado de ductilidad que pueden desarrollar los muros contruidos con dichos bloques.

Se consideran en el Caso 2, y por tanto se aceptan para ellas factores de ductilidad de 4, las construcciones que resisten las fuerzas laterales esencialmente mediante muros de cortante de concreto reforzado. Es decir, no se distinguen entre las construcciones a base de muros de concreto reforzado y las de marcos del mismo material, a excepción de aquellas de la última clase para las que, de acuerdo con los estrictos requisitos impuestos, pueda tomarse Q igual a 6. El criterio propuesto difiere del reglamento anterior, que clasificaba las estructuras a base de muros de concreto en el mismo tipo que las de muros de mampostería. Aun reconociendo que los muros de concreto de proporciones ordinarias pueden desarrollar ductilidades semejantes a las de marcos del mismo material, el factor adicional de seguridad implícito en el criterio del reglamento anterior tenía por objeto compensar por la menor confiabilidad relativa de un sistema cuya resistencia depende de una sola sección crítica, con respecto a la de otro sistema de igual capacidad nominal,

pero proporcionada por varias secciones críticas. Esta última influencia se toma en cuenta mediante el requisito de revisar las capacidades ante fuerza cortante, momento torsionante o de volteo de todo entrepiso, bajo la condición más desfavorable que resulte de considerar que la capacidad de una sección crítica de cualquiera de los miembros de dicho entrepiso se reduce a 0.8 de su resistencia de diseño. Este requisito se tomó en cuenta también para clasificar a los péndulos invertidos como estructuras Tipo 1.

Artículo 236 Espectro para diseño sísmico

Los espectros de aceleraciones que se proponen constan de tres ramas: una ascendente, hasta un periodo T_1 , otra de ordenadas constantes, de T_1 a T_2 , y otra que desciende hiperbólicamente al crecer el periodo. Tanto T_1 y T_2 como el grado de la hipérbola dependen del tipo de terreno.

Para periodos menores que T_1 , se optó por especificar una rama ascendente en vez de adoptar ordenadas espectrales constantes desde valores nulos de T hasta T_2 , como se hacía para terreno firme en la versión anterior. El criterio actual cubre la incertidumbre en los periodos naturales, especificando T_1 y T_2 iguales respectivamente a 0.75 y 1.33 veces los valores que se adoptarían si los periodos naturales pudieran conocerse en forma determinística. Esto equivale a adoptar los espectros sin alterar por influencia de la incertidumbre mencionada y a pedir que se diseñe para las condiciones más desfavorables que resulten de considerar los periodos naturales dentro de ciertos rangos hacia ambos lados de los valores calculados. De esta manera se cubren las incertidumbres que provienen de la estimación de rigideces

tangentes iniciales, así como de la influencia del comportamiento no lineal y de la interacción suelo-estructura.

La adopción de una rama creciente para periodos menores que T_1 conduce a economías en el diseño de estructuras bajas y rígidas, cuyo monto, como porcentaje del volumen total de construcción en el Distrito Federal, es muy significativo.

El valor 3.3 seg que se propone para T_2 en la zona 3 corresponde a 2.5 seg antes de modificar por la incertidumbre en los periodos naturales y se basa en la misma información que se tenía cuando se elaboró el reglamento anterior, confirmada mediante los acelerogramas registrados durante los sismos ocurridos en los últimos años. Los espectros de respuesta calculados con dichos acelerogramas, así como los estudios analíticos sobre amplificación dinámica del movimiento del terreno debida a la presencia de mantos blandos señalan, por una parte, que las aceleraciones máximas del terreno guardan aproximadamente la relación que se muestra en la tabla de valores de a_0 , T_1 , T_2 y r , y que la variación de las ordenadas espectrales a partir de T_2 puede tomarse proporcional a T^{-2} en la zona III y a T^{-1} en la zona I. Las leyes de variación de las ordenadas espectrales a partir de T_2 se modificaron con objeto de proteger a las estructuras de periodo largo: se propone que la variación de las ordenadas espectrales se tome proporcional a T^{-1} en la zona III y a $T^{1/2}$ en la zona I, en vez de aplicar los resultados, menos conservadores, deducidos de los espectros de temblores observados. Esto obedece a que las estructuras de periodos naturales largos tienen en general un número elevado de grados de libertad y por tanto de modos de falla, lo que implica una confiabilidad relativamente baja para un coeficiente de diseño dado, y con frecuencia son también espe

cialmente sensibles a los efectos de segundo orden, a pesar de que su consideración explícita en el análisis se especifica en el artículo 237.

La razón de tomar Q' menor que Q para T menor que T_1 se explicó en el comentario al artículo 235.

El requisito de tomar T_2 mayor o igual que 5 seg, a menos que se tenga evidencia de que es aplicable un valor menor, obedece a la existencia de formaciones arcillosas de mayor espesor o compresibilidad que las que más se han estudiado y a las que corresponden amplificaciones máximas de los espectros de respuesta para periodo iguales o menores que 2.5 seg. Estas formaciones se encuentran principalmente al oriente y al sur de la zona más poblada del Distrito Federal, y es de esperarse que en un futuro cercano se intensifique la construcción sobre ellas. El registro que se obtuvo del sismo del 28 de agosto de 1973 (temblor de Orizaba) en un acelerógrafo instalado en la vecindad del Palacio de los Deportes confirma la necesidad de verificar las características de amplificación dinámica y de periodos dominantes en zonas poco conocidas: el pico del espectro de dicho registro corresponde a un periodo natural de 5 seg (5).

Artículo 237 Criterios de análisis

Los criterios propuestos concuerdan esencialmente con los incluidos en la versión anterior del Reglamento. Merecen comentario especial los puntos que siguen.

Se señala la necesidad de combinar los efectos gravitacionales, los de un componente del movimiento del terreno y una fracción de los de un componente ortogonal a la anterior. El criterio de superposición propuesto constituye una

aproximación a lo que se obtendría de un análisis de confiabilidad estructural cuyo objetivo fuese lograr igual seguridad independientemente de las direcciones de los componentes supuestas en el análisis (6).

Se señala la necesidad de considerar los desplazamientos verticales que sean significativos en la respuesta de la estructura. Esto se refiere no solo a la consideración de los grados de libertad verticales al efectuar el análisis de la estructura sometida a un sistema de fuerzas dadas; implica también considerar las fuerzas de inercia debidas a las aceleraciones verticales que resulten en diversos puntos de la estructura como respuesta a las aceleraciones horizontales del terreno. Este efecto es particularmente importante en péndulos invertidos, chimeneas y traveses que forman parte de marcos de naves industriales o de otras estructuras de grandes claros en que las vigas son mucho más flexibles que las columnas.

El criterio de la fracción II para omitir el análisis que considere la influencia de las fuerzas internas y de las deformaciones causadas por las fuerzas gravitacionales que actúan sobre la estructura deformada equivale a efectuar tal tipo de estudios únicamente en los casos en que la amplificación de fuerzas internas o de deformaciones por efectos de esbeltez es superior a 10 por ciento de lo que se obtendría sin tener en cuenta tales efectos.

La sección IX de este artículo se refiere a estructuras cuyas relaciones carga-deformación ante un sistema de fuerzas laterales son diferentes para cada sentido de aplicación de dichas fuerzas. La situación se presenta, por ejemplo, en estructuras irregulares de concreto reforzado, en las cuales las relaciones carga-deformación son iguales en ambos sentidos dentro del intervalo de comportamiento lineal, pero difieren los correspondientes niveles de fluencia. Si uno de los niveles

de fluencia es superior a aproximadamente 1.5 veces el otro, las deformaciones inelásticas en el sentido de mayor capacidad serán relativamente pequeñas, a cambio de producirse deformaciones inelásticas que se acumulan en la dirección más débil, con la consiguiente demanda excesiva de ductilidad.

Artículo 238 Elección del tipo de análisis

Para estructuras con altura superior a 60 m se exige el análisis dinámico, en vista de que la importancia de tales estructuras justifica el desarrollo de estudios que puedan predecir fenómenos especiales, fuera del alcance de los métodos estáticos, y teniendo en cuenta las facilidades de computación de que se dispone en el medio.

Las condiciones para aceptar el método estático simplificado se han liberado hasta construcciones de 13 m, con lo cual se cubrirán muchos edificios de vivienda económica de hasta 3 o 4 niveles.

Artículo 239 Método simplificado de análisis

Los coeficientes sísmicos que se presentan se obtuvieron de acuerdo con los espectros del artículo 236, estimando conservadamente los periodos naturales en función de la altura, y reduciendo por ductilidad con Q igual a 2 y a 1.5, respectivamente, para muros de tabique macizo y de bloque hueco.

Artículo 240 Análisis estático

Cuando una estructura se analiza por el método estático se permite reducir el coeficiente de cortante en la base de acuerdo con los espectros del artículo

lo 235, en función de un valor aproximado del periodo fundamental obtenido a partir del cociente de Schwartz, $2\pi \left[\frac{1}{g} \frac{\sum W_i x_i^2}{\sum P_i x_i} \right]^{1/2}$. Este cociente sirve para calcular en forma rigurosa un periodo natural de vibración cuando las x_i son las amplitudes de las masas en el modo de interés, y varía muy poco en un intervalo vecino al conjunto de dichos valores.

Cuando el periodo que interesa es el fundamental, los valores de x_i que se obtienen con el sistema de fuerzas laterales especificado en el inciso I conducen a aproximaciones muy precisas de dicho periodo. Igual que para el análisis dinámico, la incertidumbre asociada a la estimación de los periodos naturales está cubierta por medio de los espectros propuestos para diseño.

La ley de variación del coeficiente de cortante en la base con T se supone lineal en las estructuras Tipo I siempre que no se aplique la reducción en términos del periodo natural prevista en la fracción II o que el periodo fundamental estimado sea menor o igual que T_2 . Si se aplica dicha reducción y el periodo fundamental T es mayor que T_2 , el coeficiente de cortante en la base se toma igual a la ordenada del espectro multiplicada por un factor igual a 1 para T igual a T_2 y que tiende a 1.5 cuando T tiende a infinito. Dicho factor se basa en el análisis dinámico modal de vigas de flexión ante espectros de aceleraciones idealizados como la combinación de un tramo de aceleración constante, para periodos menores que T_2 , y uno inversamente proporcional a T , fuera de dicho intervalo. Se observó(2) que, a consecuencia de la contribución de los modos superiores de vibración, la relación del coeficiente de fuerza cortante en la base (donde la fuerza cortante se calculó como la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las contribuciones de cada modo) a la aceleración espectral expresada como fracción de la gra

vedad, crecía con la relación T/T_2 en la forma representada aproximadamente por la expresión propuesta en el Reglamento. En los mismos estudios se basa la ley propuesta de distribución de coeficientes de carga lateral con respecto a la altura. Como se mencionó arriba el criterio propuesto es más conservador para vigas de corte que para las de flexión.

En el inciso III se insiste en la necesidad de tomar en cuenta la influencia de las fuerzas de inercia debidas a las aceleraciones verticales que ocurren en algunos puntos de la estructura aun cuando el movimiento del terreno se supone horizontal. El método propuesto para considerar dichas fuerzas verticales sin necesidad de acudir a un análisis dinámico consiste en aplicar las fuerzas horizontales, valuar desplazamientos horizontales y verticales, y tomar la fuerza vertical aplicada a cada masa igual a la correspondiente horizontal multiplicada por la relación entre los desplazamientos verticales y horizontales correspondiente, y por un factor de 1.5 que cubre en general los efectos de amplificación dinámica. El análisis definitivo del sistema debe considerar la ocurrencia simultánea de las fuerzas horizontales y de las verticales calculadas como se describe en este párrafo.

El criterio de proporcionalidad supuesto entre las aceleraciones horizontales y verticales y los correspondientes desplazamientos es una aproximación que sería rigurosa si la respuesta dinámica se debiera a la participación de un solo modo de vibrar y si la configuración obtenida bajo el sistema de cargas laterales coincidiera con la forma de dicho modo.

El análisis de la respuesta de los apéndices es importante desde los puntos de vista de su propio diseño y de la influencia que pueden tener sobre la respuesta de la estructura en conjunto. El criterio propuesto introduce simplificacio-

nes importantes a fin de eliminar la necesidad de acudir a métodos iterativos o a un doble análisis: la respuesta para diseño del apéndice se toma igual a la que se debe considerar para valuar su influencia sobre el conjunto. Tal respuesta incluye el factor de amplificación $(c' + a_0)/a_0$ que resulta igual a la unidad para elementos que se desplantan directamente sobre el terreno.

El criterio para reducción de momento de volteo obliga a considerar como cota inferior el producto de la fuerza cortante en el nivel en cuestión por su distancia al centro de gravedad de la parte de la estructura que se encuentra por encima de dicho nivel; tal requisito tiene por objeto evitar reducciones importantes en casos en que la mayor parte del momento de volteo provenga de masas que respondan prácticamente en fase.

Artículo 241 Análisis dinámico

El análisis de la respuesta sísmica de sistemas de un piso, asimétricos en planta, de comportamiento lineal, que posean los grados de libertad en traslación horizontal y en rotación con respecto a un eje vertical, muestra que la excentricidad dinámica calculada como la relación entre el momento máximo absoluto de la fuerza cortante sísmica con respecto al centro de torsión y el valor máximo absoluto de dicha fuerza cortante, puede exceder a la excentricidad estática, calculada como la distancia entre el centro de torsión y la línea de acción de la fuerza cortante de entrepiso. La amplificación dinámica máxima es función decreciente de $e_s^2 \cdot M/J$ y ocurre para MK/Jk cercano a 1 (7). No se cuenta con información sobre el comportamiento del factor de amplificación para sistemas de

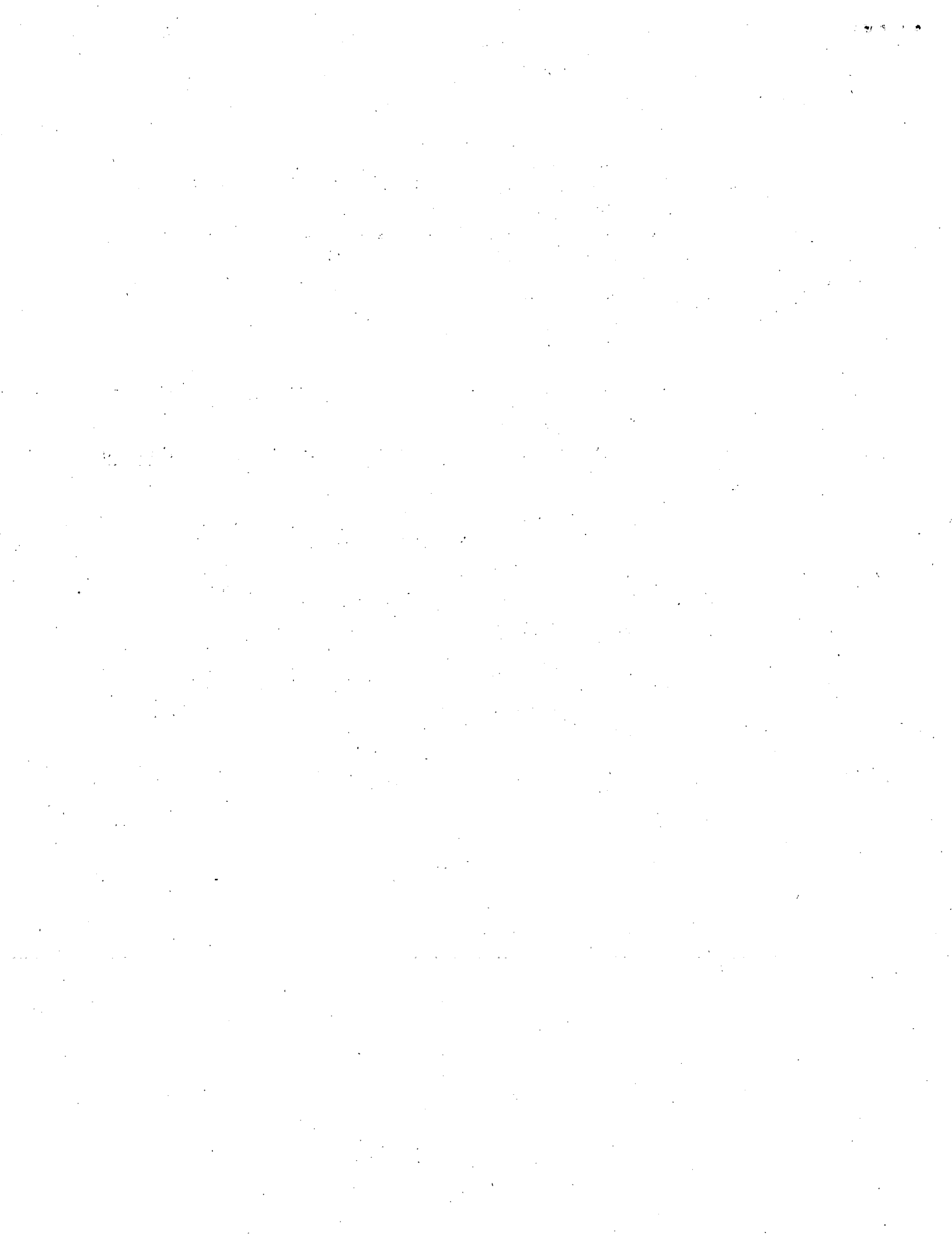
varios grados de libertad, pero se tiene confianza en que los requisitos de la fracción VII cubran tales amplificaciones, así como las excentricidades accidentales y los efectos de rotaciones del terreno con respecto a un eje vertical.

En el análisis paso a paso de respuesta a temblores específicos se exige que se usen no menos de cuatro movimientos representativos. Ello pretende evitar que se adopten diseños inseguros que puedan resultar porque la estructura en cuestión sea poco sensible a las características detalladas de un temblor particular, pero responda en condiciones más desventajosas ante otro, que difiera en los detalles, pero que sea representativo de la misma intensidad, duración y contenidos de frecuencia que el primero.

La observación relativa a tener en cuenta la incertidumbre que se tenga en cuanto a los valores de los parámetros de las estructuras, se refiere tanto a las propiedades del sistema para pequeñas deformaciones (rigidez inicial, amortiguamiento viscoso) como a las propiedades más desfavorables de otros parámetros de las curvas carga-deformación, incluyendo su intervalo de comportamiento no lineal.

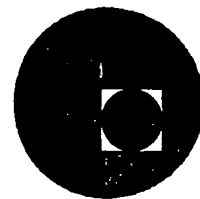
REFERENCIAS

1. Rosenblueth, E y Esteva L, "Diseño sísmico de edificios", Folleto complementario al Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, México D. F. (1962)
2. Montes, R y Rosenblueth, "Cortantes y momentos sísmicos en chimeneas", Segundo Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Veracruz (1968)
3. Veletsos, A S y Newmark N M, "Effect of inelastic behavior on the response of simple systems to earthquake motions", Segundo Congreso Mundial de Ingeniería Sísmica, Tokio (1960)
4. Rosenblueth, E, "Tratamiento inelástico", Diseño sísmico de estructuras, Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica (1964)
5. Prince, J y Alonso, L, "Espectros del sismo del 28 de agosto de 1973", Instituto de Ingeniería, UNAM (1975)
6. Rosenblueth, E, "Criterio aproximado de diseño ante sismos de varios componentes", 4º Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Oaxaca (1975)
7. Elorduy, J y Rosenblueth, E, "Torsiones sísmicas en edificios de un piso", 2º Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Veracruz (1968)
8. Rosenblueth, E, "Efectos de esbeltez en edificios", Revista Ingeniería, Vol XXXV, No 1, Facultad de Ingeniería, UNAM, México D. F. (ene 1965)





centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



III CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERIA SISMICA



DR. ROBERTO MELI PIRALLA

Julio-Agosto, 1977

CURSO DE DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOS

Tema: ESTRUCTURAS DE CONCRETO

GUIA DE ESTUDIO

R. Meli

1 COMPORTAMIENTO Y ANALISIS DE ESTRUCTURAS HIPERESTATICAS DE CONCRETO (ver ref 1 pp 496 a 515)

En las estructuras isostáticas la distribución de fuerzas internas (momentos, cortantes etc) está determinada por condiciones de equilibrio y no depende de las propiedades del material. En las hiperestáticas depende de las rigideces de los elementos y más propiamente de las características momento-curvatura ($M-\varphi$) de las secciones. Como la relación M/φ puede variar con el nivel de carga, también la distribución de fuerzas internas varía. La relación $M-\varphi$ para una sección de concreto puede idealizarse como trilineal (fig 1a). Si una sección se agrieta el elemento pierde rigidez y la distribución de momento cambia. Una redistribución mucho mayor ocurre si una sección llega a su momento de fluencia y se forma una "articulación plástica", (fig 1b). Los momentos en las distintas secciones pueden variar al hacerlo las rigideces de los elementos; lo que se mantiene constante son ciertas relaciones entre los momentos y las cargas que se deben cumplir por equilibrio. Por ejemplo el momento isostático en vigas

$\left(\frac{wl^2}{8} \text{ o } \frac{PL}{4}\right)$ según el tipo de carga) debe ser equilibrado por la relación $\frac{1}{2}(M_I^- + M_D^-) + M^+$ (ver fig 2a). El momento de entrepiso

en un marco sujeto a cargas laterales (VH) debe ser equilibrado por la suma de momentos en las columnas (ver fig 2b). Si las secciones tienen la suficiente capacidad de rotación, no importa cuáles sean los momentos resistentes en cada sección, si su suma cumple con el mismo momento isostático se tendrá la misma carga resistente. En este principio se basan los métodos de análisis plástico (al límite) de estructuras de concreto (ver ref 1 pp 516 a 544).

En estructuras de concreto la resistencia puede variarse de sección modificando la cantidad o la posición de refuerzo y puede hacerse que el diagrama de momentos resistentes se ajuste prácticamente a cualquier diagrama de momentos actuantes. Esto hace que si se proporciona el refuerzo para resistir momentos proporcionales a los que resultan de un análisis elástico, todas las secciones pasarán simultáneamente de una etapa del comportamiento a otra y no habrá prácticamente redistribución de momentos. Todas las articulaciones plásticas necesarias para que se forme el mecanismo ocurrirán al mismo tiempo (teóricamente). Si se refuerza para resistir momentos distintos de los que resultan del análisis elástico pero que dan lugar al mismo momento isostático (o sea a una configuración de momentos en equilibrio bajo la misma carga última) se tendrá la misma carga de

falla, aunque algunas secciones hayan llegado prematuramente a la fluencia dando lugar a redistribuciones de momentos. Para que esto sea cierto se requiere comprobar que ninguna articulación plástica deba, para la formación del mecanismo, tener rotaciones mayores que las que es capaz de soportar. La dificultad de esta comprobación es la razón principal de que los métodos de análisis plástico no se empleen en la práctica para estructuras de concreto.

Si la distribución de momentos no difiere mucho de la elástica las rotaciones necesarias para la formación del mecanismo serán pequeñas y las secciones que cumplan con los requisitos reglamentarios podrán soportarlas.

De lo anterior se deduce que el diagrama de momentos a la falla se ajustará a aquel según el cual se ha dimensionado la estructura y será independiente de las rigideces relativas de los elementos. Es muy conveniente, sin embargo, reforzar la estructura según el diagrama de momentos "elástico" ya que con ello se tendrá un mínimo de deformaciones inelásticas y agrietamientos antes de la falla y un comportamiento óptimo en condiciones de servicio.

Los reglamentos admiten, "redistribuir" los momentos elásticos en distintas proporciones. Los ensayos de Mattock (ref 2) ilustrados en la fig 3 muestran muy claramente que, en una viga subreforzada, redistribuciones de momentos de 25% no producen cambios

de comportamiento ni a la falla ni en condiciones de servicio.

En dichos ensayos la viga NR1 se reforzó de acuerdo con el diagrama de momento elástico; la viga R1 se reforzó para resistir un diagrama de momentos en que el negativo en el apoyo interior se habrá reducido en 25%; mientras que los positivos en el dentro del claro se incrementaron en 12.5% para mantener el mismo momento isostático resistente. La viga R2 se reforzó para el mismo diagrama de momentos que la R1 pero empleando acero con esfuerzo de fluencia de 4000 kg/cm^2 en lugar de 2800 kg/cm^2 .

Se aprecia como las tres vigas soportaron muy aproximadamente la misma carga máxima, fig 3i, y que las deflexiones y los agrietamientos bajo carga de servicio fueron similares. Al observar las gráficas de momentos medidos se aprecia como en la viga NR1 se obtuvo casi simultáneamente la fluencia del refuerzo negativo y el positivo, mientras que en la R1 el negativo fluyó prematuramente obligando a que el momento en el apoyo se mantuviera constante mientras que el positivo aumentaba mucho más rápidamente hasta alcanzar la fluencia y la falla por formación de mecanismo.

Los reglamentos difieren en el porcentaje de redistribución que admiten; el del Distrito Federal admite 30% para vigas (dúctiles) mientras que el ACI71 hace variar la redistribución admisible según la cuantía de refuerzo, según la fórmula

$$\% \text{ redistribución} = 20 \left(1 - \frac{e-e'}{e_b} \right)$$

Las ventajas de aprovechar la redistribución no son muy grandes. La principal es de poder simplificar la distribución del refuerzo y descongestionar zonas en que se acumulen muchas barras (por ejemplo en uniones viga-columna). Cuando se deba diseñar para la envolvente de distintas combinaciones de cargas, esta envolvente puede reducirse aprovechando la redistribución.

El saber que se puede contar con cierta redistribución da confianza en el uso de propiedades geométricas y mecánicas de la estructura que pueden determinarse con muy poca precisión, como el módulo de elasticidad del concreto y el momento de inercia efectivo de las secciones. El cometer un error en estos parámetros dará lugar a una distribución de momentos distinta a la que se va a presentar inicialmente, pero a la cual tenderán los momentos debido a la redistribución.

Para el análisis sísmico se suelen considerar las propiedades "estáticas" de los materiales; para el módulo de elasticidad una buena estimación se obtiene con la expresión $E = 15000 \sqrt{f'_c}$ (ACI71) aunque para los concretos del Distrito Federal se obtienen valores mucho menores que corresponden a la expresión $E = 10000 \sqrt{f'_c}$ (Reglamento D.F. 76).

Para los momentos de inercia hay criterios muy distintos. El más

razonable es el de considerar el momento de inercia de la sección bruta para las columnas y elementos que es de esperarse no estén agrietados en condiciones de servicio.

Para los elementos de flexión parece mejor emplear el momento de inercia de la sección agrietada transformada (ref 1p) el cual para cuantías normales de refuerzo corresponde aproximadamente al 60% de el de la sección bruta.

La fig 4 ilustra cuál es la diferencia en los momentos resultantes según se defina el momento de inercia de las secciones. Solo gracias a la redistribución de momentos, estructuras analizadas con tan distintos criterios pueden tener un comportamiento aceptable.

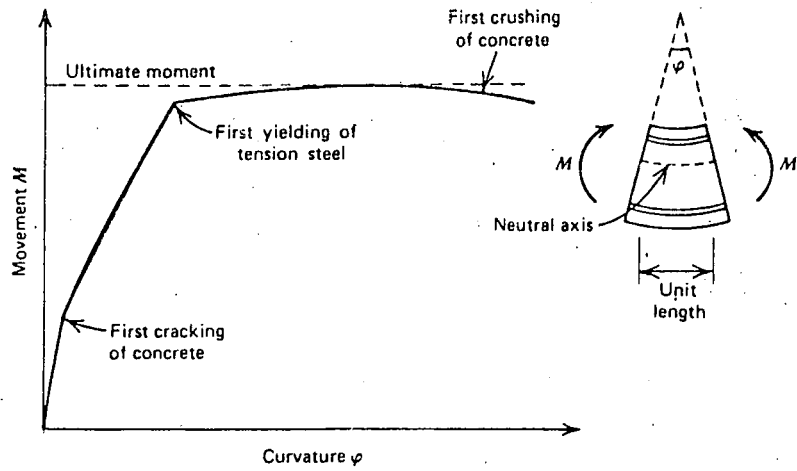
La capacidad de que las secciones sostengan grandes rotaciones y que pueda haber redistribuciones de momentos es particularmente importante en estructuras que deben soportar sismo. Como se ha explicado en otros temas de este curso, las fuerzas que pueden introducirse en una estructura en un sismo son muy superiores a las que los reglamentos especifican para un diseño estático, por ejemplo; esto implica que para disipar la energía de un sismo intenso la estructura debe entrar en un intervalo inelástico de esfuerzos y se requiere de ella gran capacidad de deformación y de disipación de energía.

En la situación descrita, un análisis elástico solo puede servir para apreciar donde se presentan las mayores fuerzas internas antes de que la

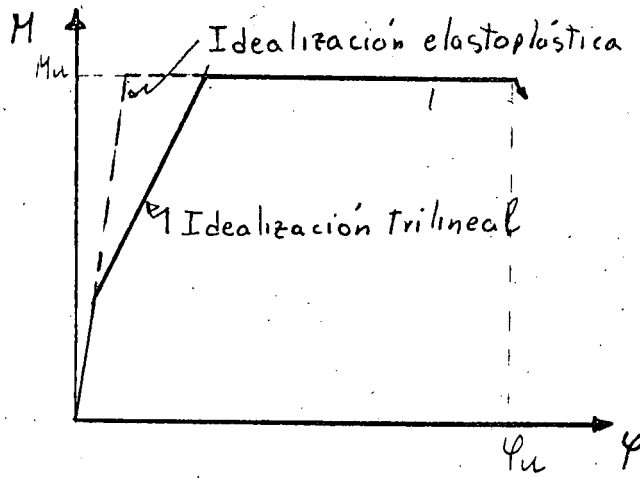
estructura entre en un comportamiento inelástico. Nuevamente hay una ventaja importante en reforzar una estructura para un diagrama de momento proporcional al que resulta de un análisis elástico. Todas las secciones llegarán aproximadamente al mismo tiempo a la fluencia y se requerirá en ellas un mínimo de deformación inelástica.

Hay que tomar en cuenta que si no todas las articulaciones plásticas ocurren simultáneamente, se requieren en las secciones que fluyen primero, factores de ductilidad locales muy altos para obtener un factor de ductilidad aceptable para la estructura en su totalidad (ver ref 1 pp 547 a 562). Lo anterior se ilustra en la fig 5 de la que se deduce que para tener un factor de ductilidad de 4 en un marco de 10 pisos se requiere un factor de ductilidad de 125 en las columnas de un piso cualquiera si ocurre un mecanismo de falla que involucre a las columnas y un factor de ductilidad de 8 si ocurre un mecanismo de falla de viga.

Lo anterior recalca la importancia de tener una distribución uniforme de resistencias en todos los elementos y la inconveniencia de tener zonas sobre-diseñadas y otras subdiseñadas.



a) Forma típica de la relación $M-\varphi$

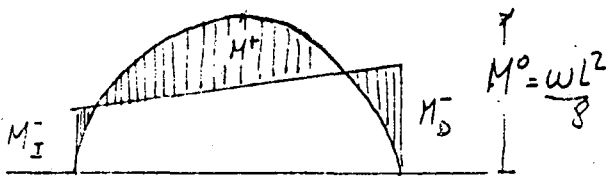
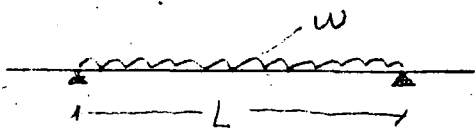


b) Idealizaciones de la $M-\varphi$

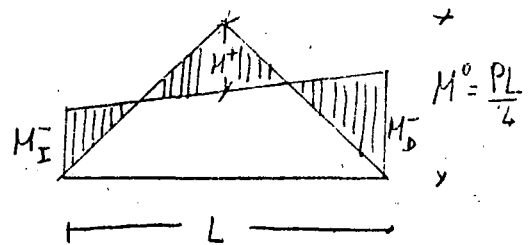
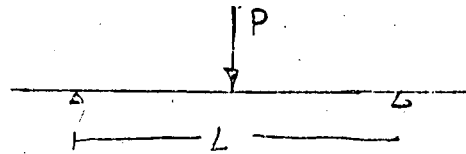


c) Articulación Plástica

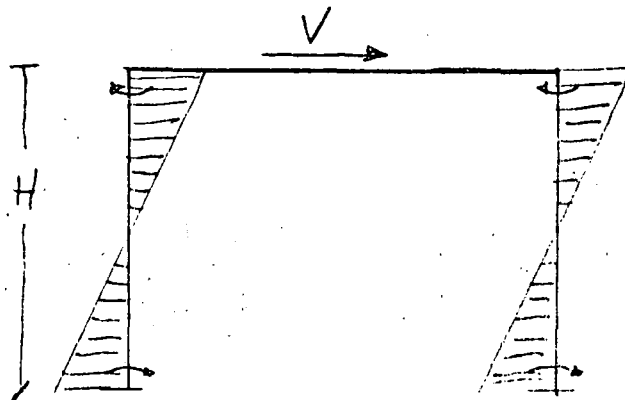
Fig 1 Relaciones momento-curvatura en elementos de concreto reforzado



$$\frac{M_I^- + M_D^-}{2} + M^+ = \frac{wL^2}{8}$$

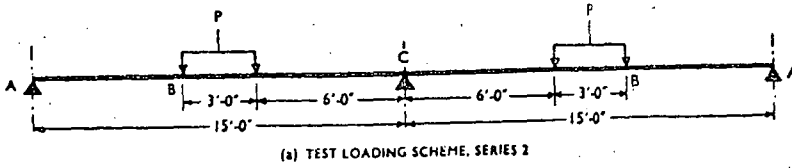


$$\frac{M_I^- + M_D^-}{2} + M^+ = \frac{PL}{4}$$

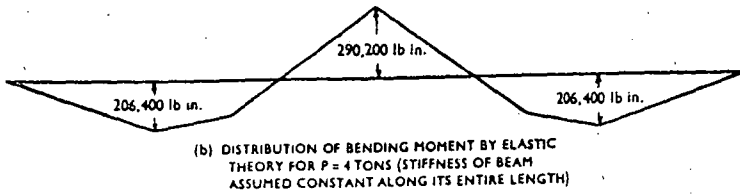


$$\Sigma M_c = VH$$

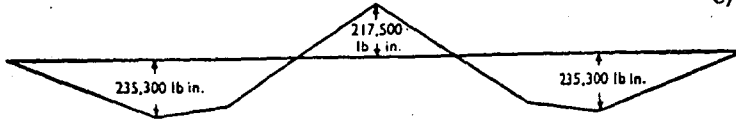
. Fig 2 Momentos isostáticos



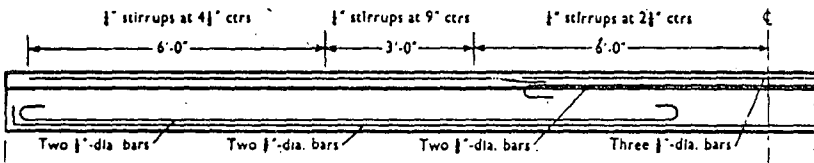
a) Forma de carga



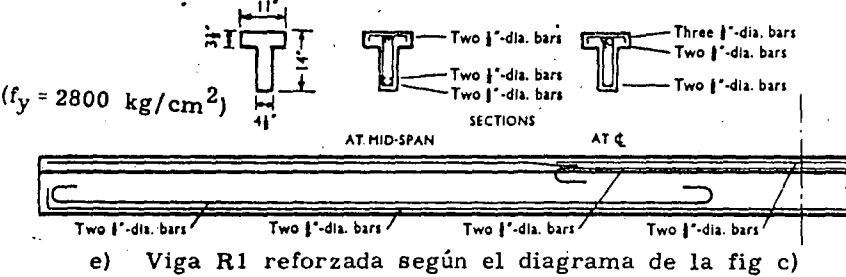
b) Diagrama de momentos según análisis elástico (P = 4 ton)



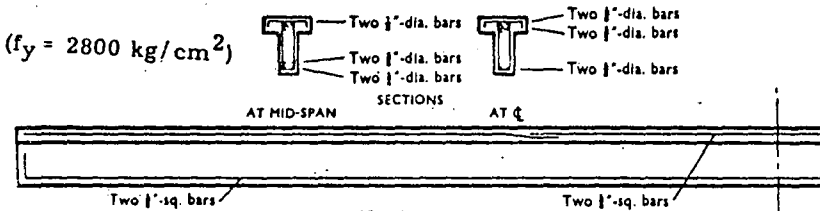
c) Diagrama de momentos considerando una redistribución de momentos de 25%



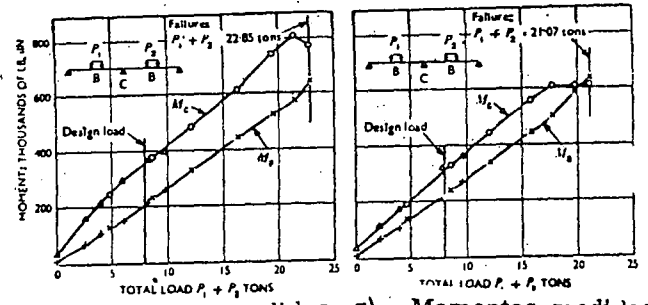
d) Viga NR1 reforzada según el diagrama de la fig b)



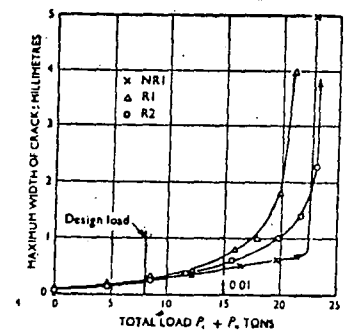
e) Viga R1 reforzada según el diagrama de la fig c)



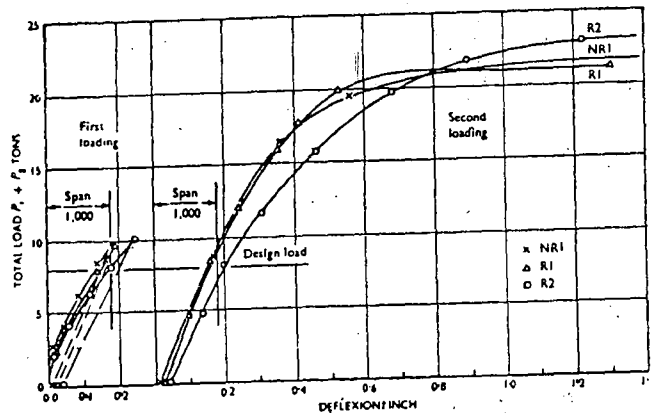
f) Viga R2 reforzada según el diagrama de la fig c) ($f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$)



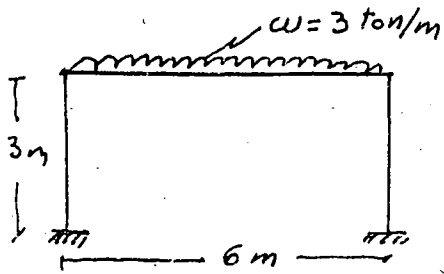
h) Momentos medidos en la viga NR1 g) Momentos medidos en la viga R1



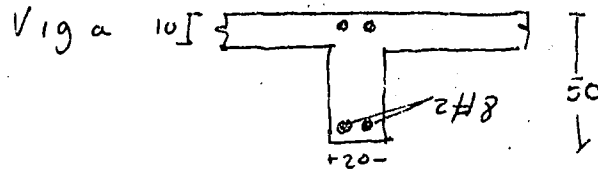
j) Anchos de grietas para las tres vigas



i) Curvas carga deflexión para las tres vigas



Columna: 40 x 40 cm



$I_{columna} = 2.13 \times 10^5 \text{ cm}^4$ (sección bruta)

$I_{viga} =$	{	$2.08 \times 10^5 \text{ cm}^4$	sección bruta de la viga rectangular	
		$4.45 \times$	- - - - - T	
		1.19	- - - - - agrietada transformada de la viga rectangular	
		2.17	- - - - - T	

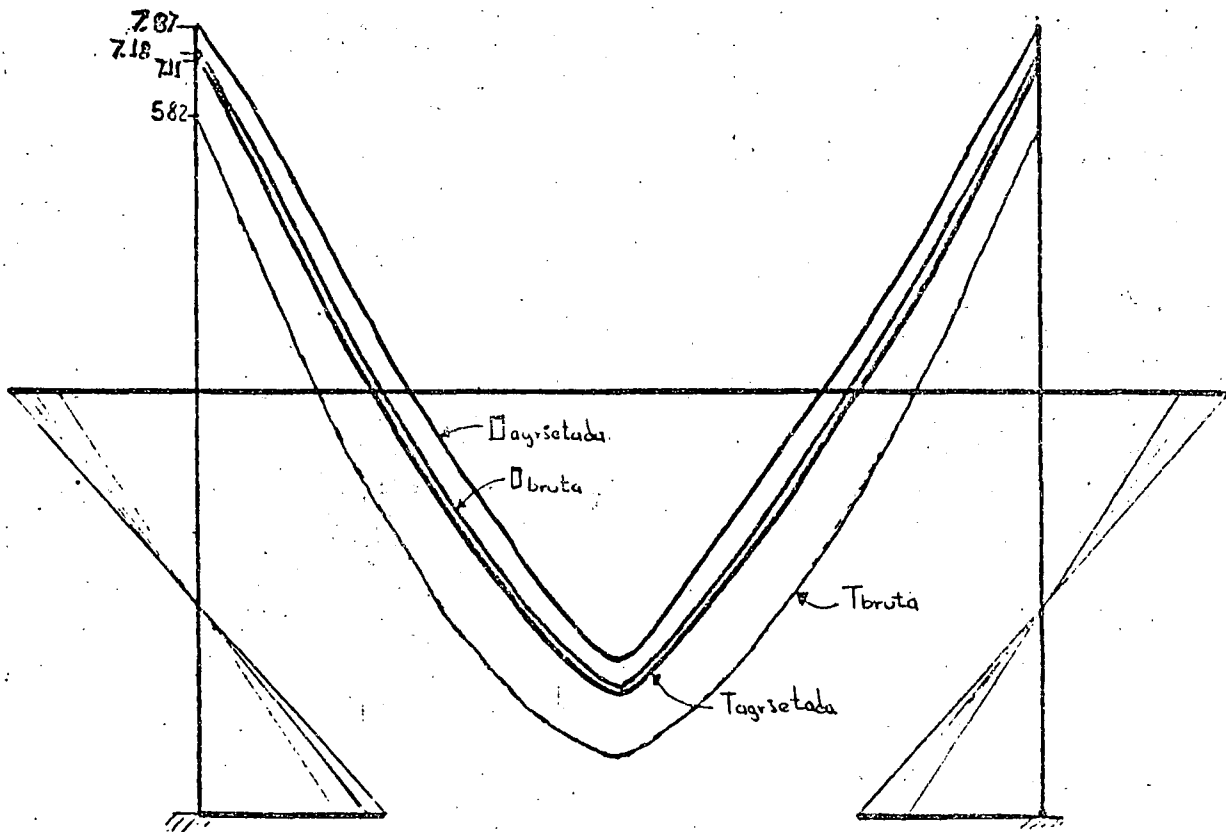
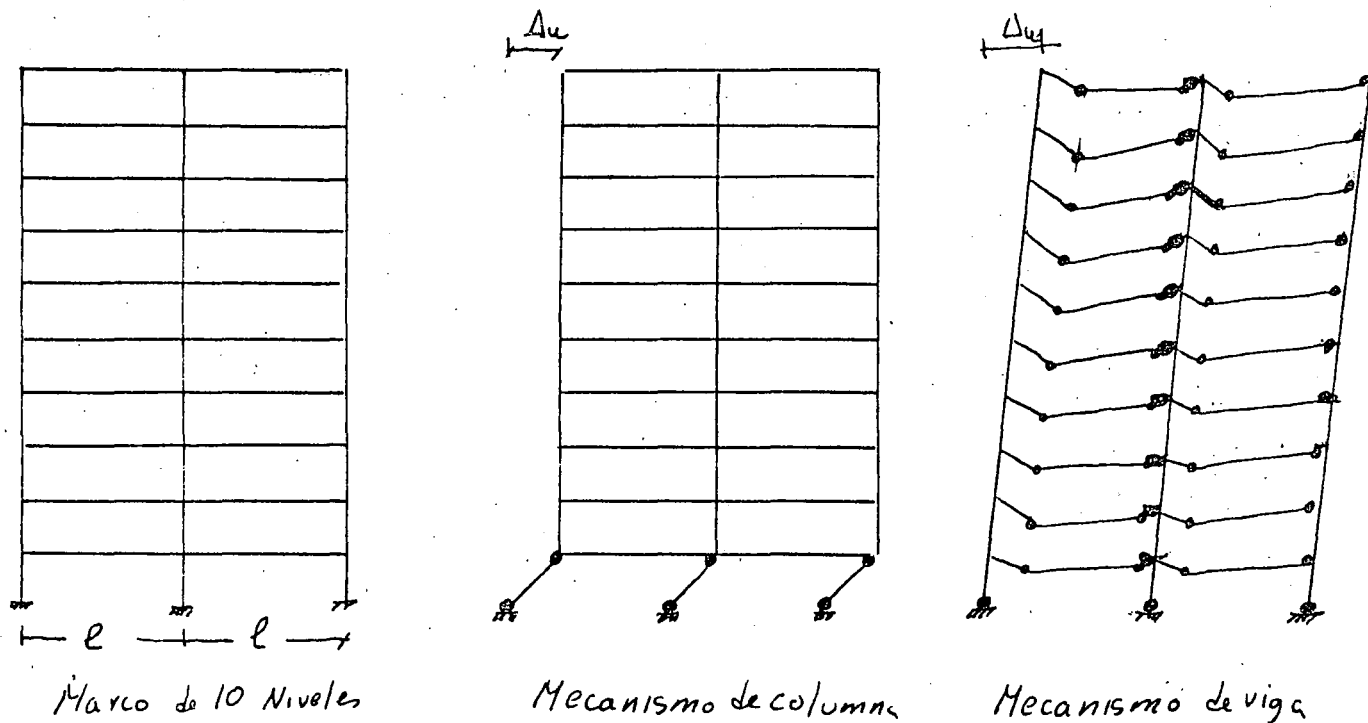


Fig 4 Comparación de diagramas de momentos obtenidos con distintas hipótesis sobre el momento de inercia de las vigas



$M = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$, factor de ductilidad global para la estructura

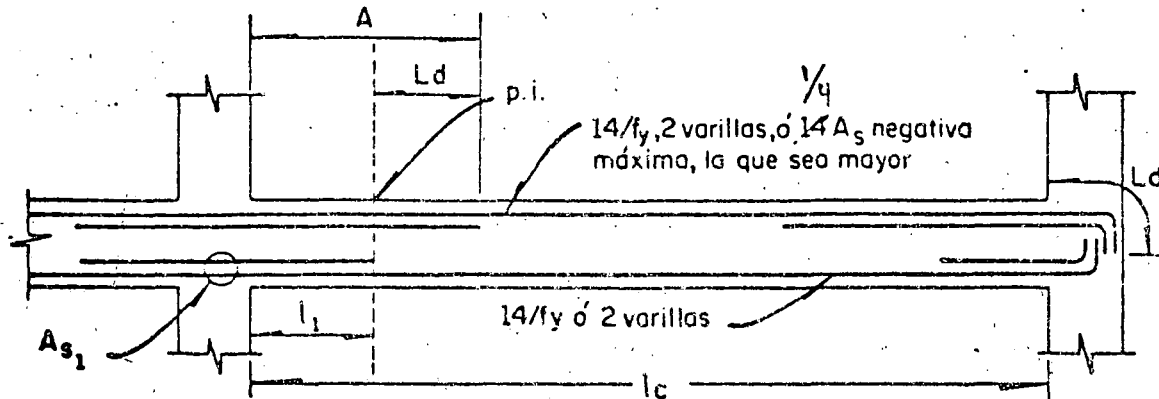
$M' = \frac{\phi_u}{\phi_y}$, factor de ductilidad local para la sección crítica

Para lograr $M = 4$ en un marco de n pisos se requieren los siguientes valores de M'

n de pisos	3	5	10	20
M' para mecanismo de columna	37	62	125	250
M' - - - viga	7.6	8	8.3	8.5

Fig 5 Relación entre ductilidad global y ductilidad local

(No puede cortarse más de la tercera parte del acero negativo en esta longitud que debe ser por lo menos de $0.25 l_c$)

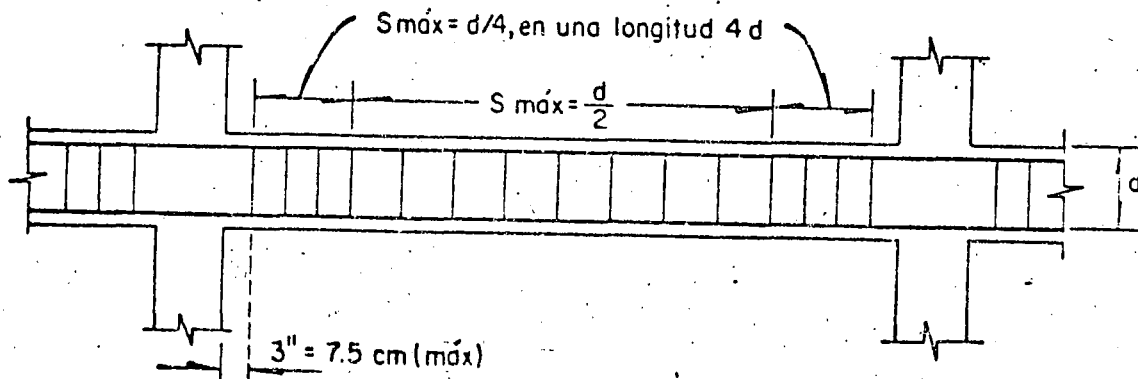


A_{s1} Esta cantidad de acero debe ser tal que la resistencia por momento positivo sea por lo menos el 50% de la resistencia por momento negativo

l_1 Distancia requerida por momento más la longitud de anclaje

p.i. Punto de inflexión (posición más desfavorable)

a) Refuerzo longitudinal



b) Refuerzo Transversal

Cuantía máxima de refuerzo de tensión para elementos de marcos dúctiles

Valor de $\rho - 0.5 \rho'$

f_y / f'_c	200	280	350
2800	0.0186	0.0247	0.0291
4200	0.0107	0.0143	0.0168

ρ = cuantía de refuerzo de tensión

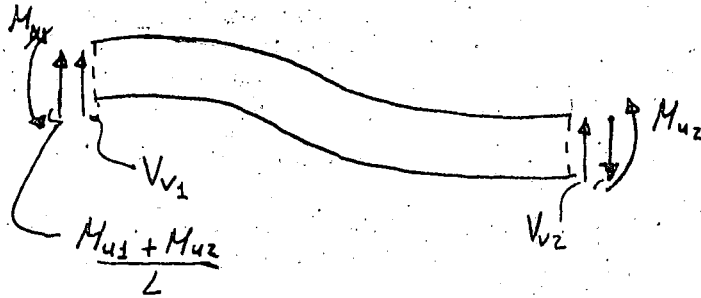
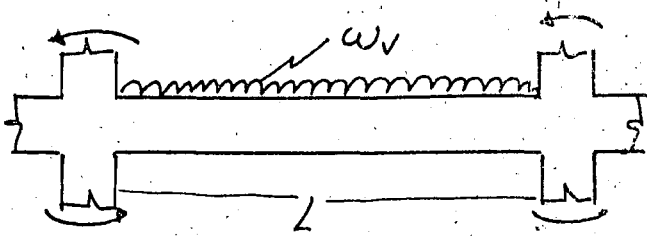
$\rho = A_s / bd$

ρ' = cuantía de refuerzo de compresión

$\rho' = A'_s / bd$

c) Cuantías máximas

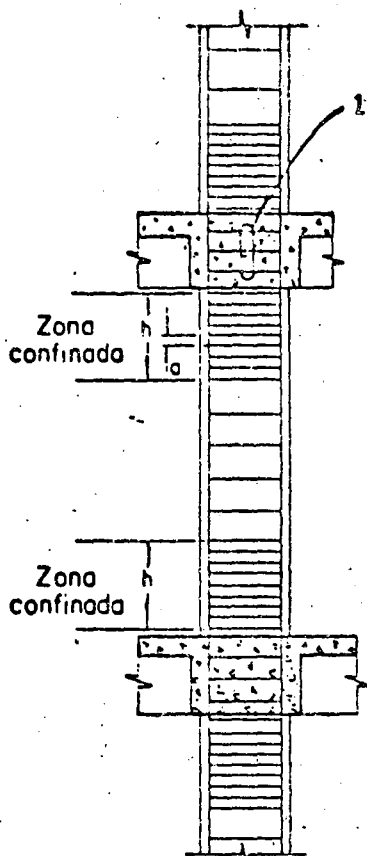
Fig 6 Refuerzo por ductilidad en vigas



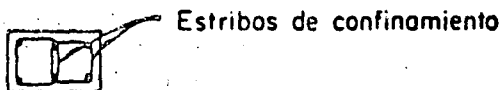
$$V_1 = V_{v1} + \frac{M_{u1} + M_{u2}}{L} \quad V_2 = V_{v2} - \frac{M_{u1} + M_{u2}}{L}$$

M_{u1}, M_{u2} momentos últimos resistidos por las secciones }
 V_{v1}, V_{v2} fuerzas cortantes debidas a las cargas verticales de diseño

Fig 7 Fuerzas cortantes de diseño en vigas



1. El refuerzo de la intersección puede separarse $2a$, cuando hay vigas en los cuatro lados; para otras condiciones la separación debe ser a



a = Separación del refuerzo transversal
 h = Dimensión máxima de la columna, pero no menor de 45 cm, ni de un sexto de la altura libre

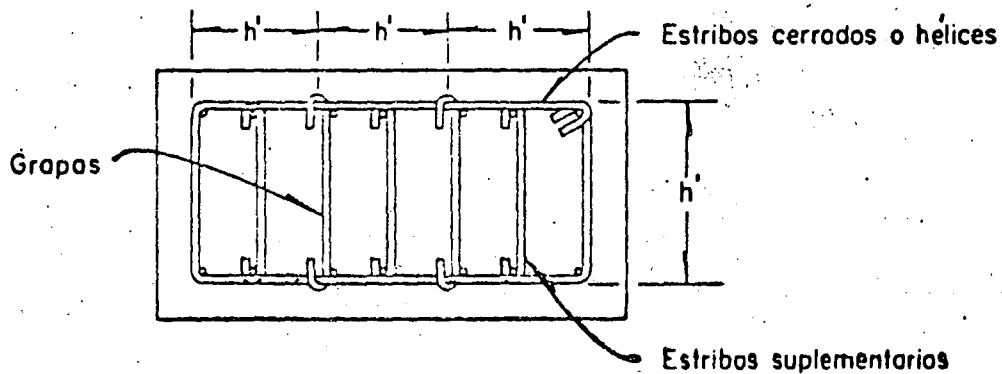
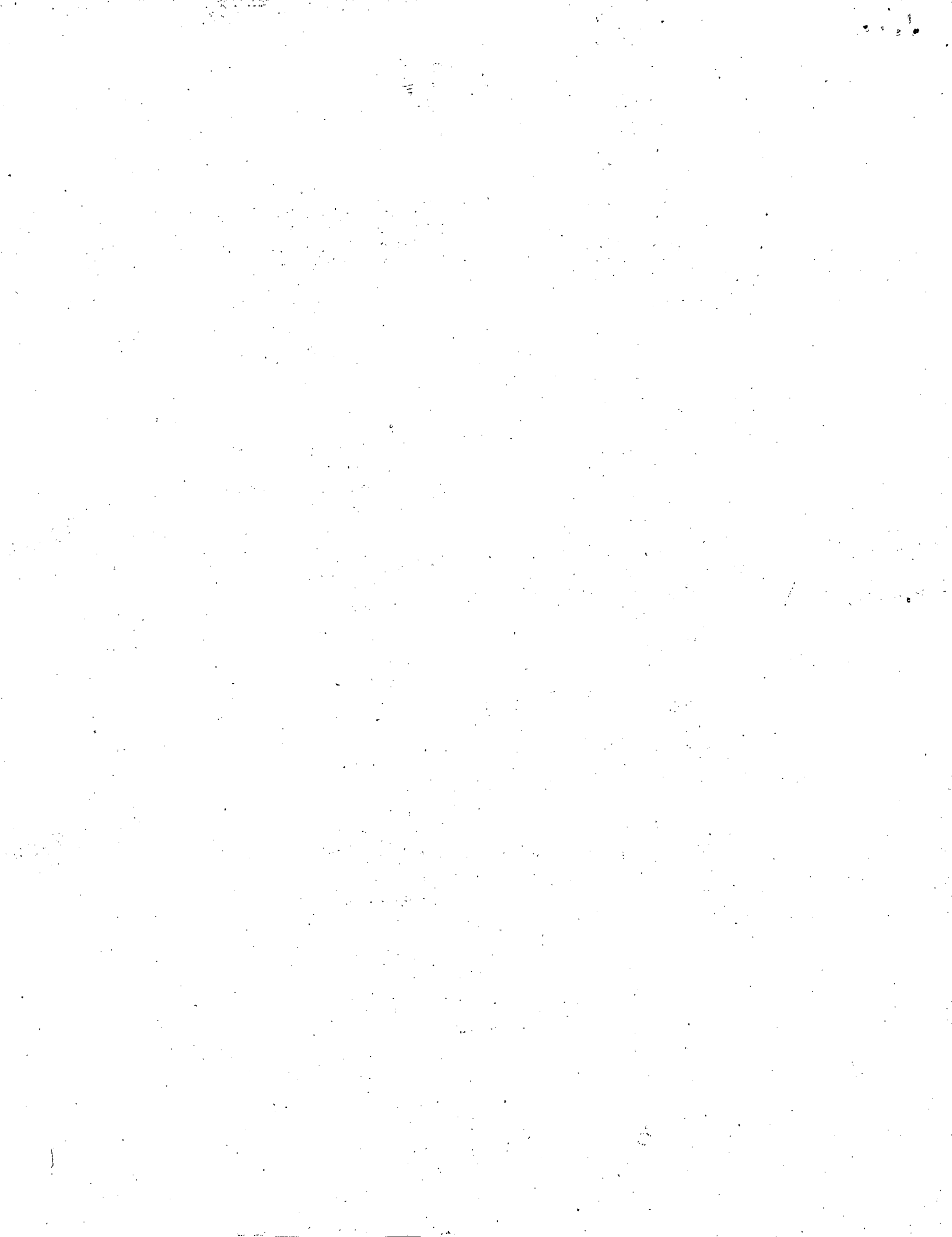
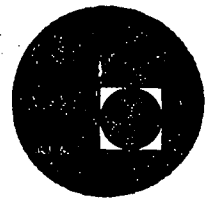


Fig 8 Refuerzo por ductilidad en columnas





centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



III CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERIA SISMICA



DR. ROBERTO MEILI PIRALLA

JULIO-AGOSTO, 1977



centro de educación continua
 división de estudios
 de postgrado



2. DISEÑO DE VIGAS, COLUMNAS Y UNIONES EN MARCOS DE CONCRETO (ver ref 3 pp 393 a 432)

El marco continuo ha sido el sistema más empleado en estructuras de concreto ya que aprovecha el monolitismo y la continuidad que se pueden lograr fácilmente en este material para obtener una estructura hiperestática eficiente. La principal ventaja de este sistema en zonas sísmicas es la gran ductilidad con que puede contarse si se toman algunas precauciones en cuanto a la disposición del refuerzo. Una limitación que presenta es su poca rigidez ante cargas laterales que hace difícil mantener las deflexiones laterales dentro de los límites admisibles en edificios de varios pisos.

La capacidad de disipación de energía y la ductilidad de los marcos dependerán de las características de los tres elementos que los forman vigas, columnas y uniones viga-columna. Como se ha visto en temas anteriores, en concreto reforzado solo pueden lograrse grandes ductilidades en elementos en que rige la flexión (vigas); por tanto habrá que diseñar de manera que las articulaciones plásticas se formen en las vigas, aunque conviene que en los tres elementos se trate de lograr la máxima ductilidad.

Los reglamentos modernos incluyen disposiciones de refuerzo para lograr ductilidad y así poder diseñar para fuerzas sísmicas reducidas, tomando en cuenta que la estructura es capaz de disipar energía

con deformaciones inelásticas. Los requisitos más completos al respecto son los contenidos en el apéndice A del reglamento ACI-71, los cuales se comentarán aquí junto con recomendaciones de otras fuentes.

En cuanto a los requisitos de tipo general se especifica que deben emplearse concretos con $f'_c \geq 200 \text{ kg/cm}^2$ y aceros con $f_y \leq 4200 \text{ kg/cm}^2$. Este último requisito pretende asegurar que el acero sea muy dúctil.

a) Diseño de vigas. Además de diseñar para las fuerzas que resultan del análisis sísmico hay que cumplir con los requisitos siguientes

Cuantía máxima de refuerzo igual a 50% de la balanceada; ver valores en la tabla de la fig 6

Tener un refuerzo mínimo positivo y negativo en todas las secciones ($p_{\min} = 14/f_y$)

Colocar en los extremos refuerzo positivo igual por lo menos a la mitad del negativo

No cortar refuerzo en zonas de posibles articulaciones plásticas (a $2d$ del apoyo); si no pueden evitarse traslapes deberán colocarse estribos a lo largo de los mismos

Estribos, mínimo #3, a $d/2$ en toda la viga y a $d/4$ en una distancia de 4 peraltes a partir del apoyo

En la zona de articulación plástica ($2d$ del apoyo) las barras que deban trabajar en compresión deberán estar confinadas por estribos (mínimo #3) a una separación no mayor de 16ϕ ni 30 cm.

Debe diseñarse para la fuerza cortante que se presenta en la viga cuando se alcanzan los momentos últimos en los extremos, fig 7

Con estos requisitos se asegura un factor de ductilidad del orden de

10 en las vigas. Algunos autores (ref 4) hacen recomendaciones más conservadoras, como son estribos de confinamiento separados a no más de 6ϕ en los extremos, despreñar la contribución del concreto en la resistencia al corte o aumentar el factor de seguridad para el diseño por cortante.

b) Diseño de columnas

Los requisitos se ilustran en la fig 8 y se describen a continuación

Cuantía de refuerzo entre 1 y 6%

La suma de las capacidades en flexión de las columnas que concurren a una unión debe ser mayor que la suma de capacidades de las vigas que concurren a la misma. Esto tiende a asegurar que las articulaciones plásticas se formen en las vigas. No dice cuánto deben sobrediseñarse las columnas.

Si $P \leq 0.4 P_b$ (carga axial para falla balanceada) deben respetarse en la columna los mismos requisitos que para vigas.

Cuando $P > 0.4 P_b$ hay que confinar el núcleo de la columna por medio de espiral o estribos en una distancia igual a un peralte, $1/6$ de la altura de la columna o 45 cm (el mayor de los tres) a partir de la cara de la viga.

La cuantía de refuerzo espiral será $\rho_s = 0.45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y} \geq 0.12 \frac{f'_c}{f_y}$

El área de estribos de confinamiento será por lo menos igual a

$$A_{sh} = \frac{l_h \rho_s S_h}{2}; S_h \text{ no mayor que } 10 \text{ cm.}$$

Separación máxima de estribos: $d/2$; diseñados para resistir el cortante que se introduce en la columna al formarse las articulaciones plásticas en las vigas.

No hay que olvidar que ante la combinación de carga vertical y sismo

las columnas van a estar sujetas a un estado de flexocompresión biaxial para el cual deberán diseñarse.

c) Uniones viga-columna

La falta de anclaje del refuerzo en la conexión y la falta de refuerzo transversal en la misma ha sido una de las causas más frecuentes de fallas de marcos de concreto a raíz de temblores. Solo hasta muy recientemente se ha empezado a estudiar el comportamiento y a desarrollar procedimientos de diseño para estas uniones. El apéndice A del Reglamento ACI 71 contiene disposiciones muy limitadas al respecto. Más recientemente la misma institución ha publicado recomendaciones mucho más completas para el diseño de uniones (ref 5). Estas se presentarán más adelante.

Ante el efecto de carga vertical más sismo la zona de unión está sujeta a las condiciones de esfuerzo que se ilustran en la fig 9 y que introducen en ellas tensiones diagonales que pueden causar la falla. Mucho más grave es la situación de conexiones de extremo en las que se vuelve crítico el anclaje del refuerzo.

Diversos ensayos efectuados muestran que el comportamiento ante cargas alternadas de las conexiones es muy poco favorable cuando se llega cerca de su máxima capacidad de carga; esto lleva a la necesidad de diseñar las juntas de manera que los elementos por ellas conectadas puedan desarrollar toda su resistencia y que puedan formarse arti

culaciones plásticas en las vigas sin que las uniones se dañen. Para ello hay que tener las siguientes precauciones: colocar refuerzo transversal en la junta para que confine al concreto y para que evite falla por cortante y dar al refuerzo el anclaje adecuado.

Las recomendaciones de la ref 5 indican que las uniones de marcos que deben resistir sismo se revisen

1) por confinamiento se deberá proporcionar el mismo refuerzo que en los extremos de la columna: si $P_u \geq 0.4 P_b$ es piral o zuncho de estribos como se ha descrito en la sección anterior; sin embargo si existen vigas en los cuatro lados de la conexión, la separación de estribos puede aumetarse al doble.

2) por cortante; la fuerza cortante actuante se calculará con el diagrama de cuerpo libre de la fig 9 considerando que el refuerzo longitudinal puede llegar a trabajar a un esfuerzo igual a $1.25 f_y$ ya que puede entrar en la zona de endurecimiento; esto da lugar a

$$V_u = 1.25 f_y (A_{Sb} + A_{St}) - V_{col}$$

$$V_{col} = (M_{ub} + M_{ut})/H \quad (\text{ver fig 9})$$

La resistencia al corte en la junta se calcula como la suma de una contribución del concreto

$$v_c = 0.9 \gamma \sqrt{f'_c} (1 + 0.03 N_u/A_g)$$

en que N_u/A_g es el esfuerzo de compresión sobre la columna y $\gamma = 1.4$ si la unión está confinada normalmente a la dirección del cortante (si hay vigas transversales) y $\gamma = 1$ si no es así.

La contribución del refuerzo al esfuerzo cortante resistente se calcula como

$$v_s = \frac{A_v f_y d}{s A_{cv}} \quad A_{cv} \text{ es el área del núcleo}$$

En todo caso

$$\frac{2}{3} v_u \leq v_s \leq 4 \sqrt{f'_c}$$

3) por anclaje; no se admiten traslapes en las uniones; las barras deberán tener, a partir del borde del núcleo una longitud de desarrollo igual a

$$l_s = \frac{0.06 A_b (1.25 f_y - f_h)}{\psi \sqrt{f'_c}} \quad \text{ver fig 10}$$

en que ψ depende del confinamiento del núcleo y vale normalmente 1.4; f_h es la fuerza que resiste el gancho estándar, en caso de existir, la cual se calcula como

$$f_h = 185 (1 - 0.012 d_b) \psi \sqrt{f'_c}; \quad d_b \text{ diámetro de la barra}$$

Con los requisitos anteriores se asegura un buen comportamiento de la junta pero a costas de un refuerzo muy elaborado y difícil de colocar, ver fig 11. Hay algunas alternativas para evitar esa cantidad de refuerzo. Por ejemplo el hacer ampliaciones a la sección de la junta o usar anclajes mecánicos o soldados, ver fig 12.

El caso más crítico de uniones son las juntas de rodilla. En las que se presentan esfuerzos críticos tanto ante cargas que tiendan a abrirlas como ante las que tiendan a cerrarlas, fig 13 . Se requiere en ellas formas de refuerzo particulares como las mostradas en la fig 13c.

3. SISTEMAS LOSA PLANA-COLUMNA

Las losas planas son ampliamente usadas en edificios debido a diversas ventajas como la sencillez de la cimbra y el peralte reducido a que dan lugar. Hay distintas versiones, con o sin capitales y macizas o aligeradas, fig 14. Ante cargas verticales su comportamiento está muy estudiado y los procedimientos de diseño muy comprobados, ACI-71.

En lo que respecta a su eficiencia para resistir efectos sísmicos, hay muchas controversias. Las limitaciones se refieren a su escasa rigidez ante cargas laterales y, especialmente, a la poca ductilidad que puede lograrse en este sistema, ya que es difícil evitar que la falla sea regida por cortante en la zona de conexión entre viga y columna. En diversos países, no se permite que se aproveche este sistema para resistir fuerzas sísmicas; cuando se use se requiere que las fuerzas sís

micas sean tomadas íntegramente por muros de rigidez u otros sistemas. En México, sin embargo, es muy frecuente que el sistema losa plana-columna deba resistir una porción importante de las fuerzas sísmicas.

Para fines de análisis por cargas laterales, la losa se sustituye por una viga de rigidez equivalente; sin embargo, no es aplicable el criterio del ACI-71 en que la viga tiene la rigidez de la losa de centro a centro de claros adyacentes; análisis teóricos indican que ante cargas laterales resulta adecuado el criterio especificado en el Reglamento del D.F., según el cual el ancho de losa que es efectivo para trabajar como viga debe tomarse como, fig 15,

$$L_{eq} = \frac{0.5 L_2}{1 + 0.67 \frac{L_2}{L_1}} + 0.3 c_2$$

Resultados experimentales de Hawkins (ref 6) indican rigideces aún menores que las calculadas con la de esta expresión y considerando el momento de inercia de la sección agrietada.

Por lo anterior la rigidez ante cargas laterales del sistema losa plana-columna suele ser bastante reducida y resulta difícil cumplir con las limitaciones de deflexiones laterales admisibles.

El análisis sísmico, una vez definidas la viga equivalente, se realiza como en un marco y los momentos obtenidos para el marco se distribuyen entre las franjas de columna y central con los mismos coeficien

tes que para los momentos debidos a cargas verticales.

El problema principal en este sistema es la transmisión del momento de desequilibrio de columnas a viga, fig 16. El momento debido a sismo se transmite a la losa por una combinación de flexión y cortante. El modo de falla es local y no permite la formación de una articulación plástica; sino que da lugar a una falla local que es muy frágil a menos que se proporcione un refuerzo por cortante. De los diversos procedimientos de refuerzo propuestos (fig 17), el más satisfactorio es el desarrollado por Hawkins que consiste en reforzar vigas ahogadas en el espesor de la losa, en un ancho igual al de la columna más un peralte de la losa, en las cuales puede colocarse abundante refuerzo transversal.

El procedimiento de diseño puede extrapolarse del especificado por el ACI-71 en que se supone que una fracción del momento de desequilibrio (en general 60%) es tomada por momento y el resto por la variación, supuesta lineal, de las fuerzas cortantes en la sección crítica, fig 16.

En cuanto a la resistencia al cortante, el esfuerzo a resistencia del concreto se puede tomar como $v_c = \sqrt{f'_c}$ (el doble que para vigas) y la contribución de los estribos v_s se calcula igual que en vigas (fig 18); sin embargo cuando se requiera refuerzo la contribución del concreto debe reducirse a la mitad y no se admite que $v_u \geq 1.5 \sqrt{f'_c}$. Aunque el incremento en resistencia por efecto del refuerzo transversal sea limita

do, su presencia es indispensable para dar cierta ductilidad a la falla.

Por lo que se ha descrito es evidente que en caso de emplear este sistema para resistir fuerzas sísmicas las reducciones por ductilidad que deban considerarse son muy inferiores a las que son admisibles para marcos.

4. MUROS DE RIGIDEZ

En edificios de altura mediana o grande resulta antieconómico proporcionar la rigidez ante cargas laterales exclusivamente con marcos; la solución más empleada es que la rigidez y resistencia sísmica estén proporcionadas principalmente por muros de concreto. En temas anteriores se ha descrito el comportamiento de estos elementos ante cargas alternadas distinguiendo los muros altos en que el comportamiento está regido principalmente por los momentos flexionantes y que pueden diseñarse con los mismos procedimientos empleados para vigas, de los muros bajos en las que pinta el efecto de las deformaciones por cortante. En otro tema se ha tratado el análisis sísmico de sistemas con muros de rigidez el cual presenta dificultades mayores que el de sistema base exclusivamente de marcos.

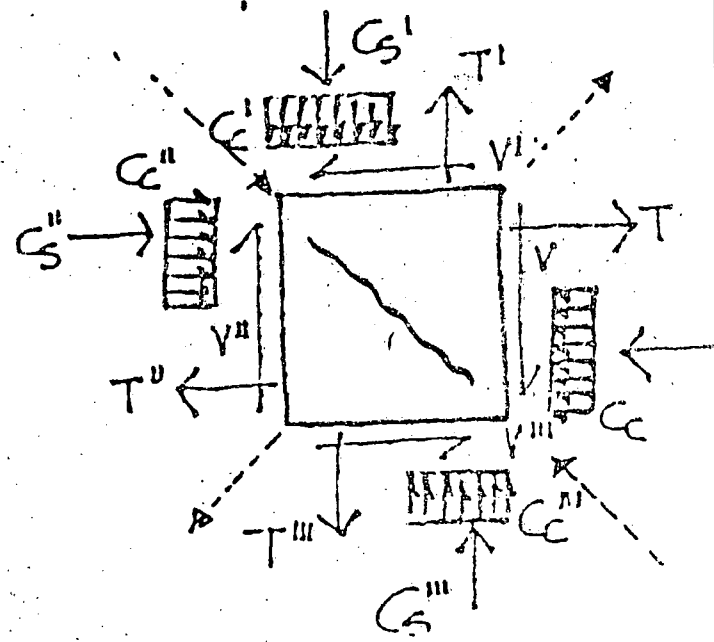
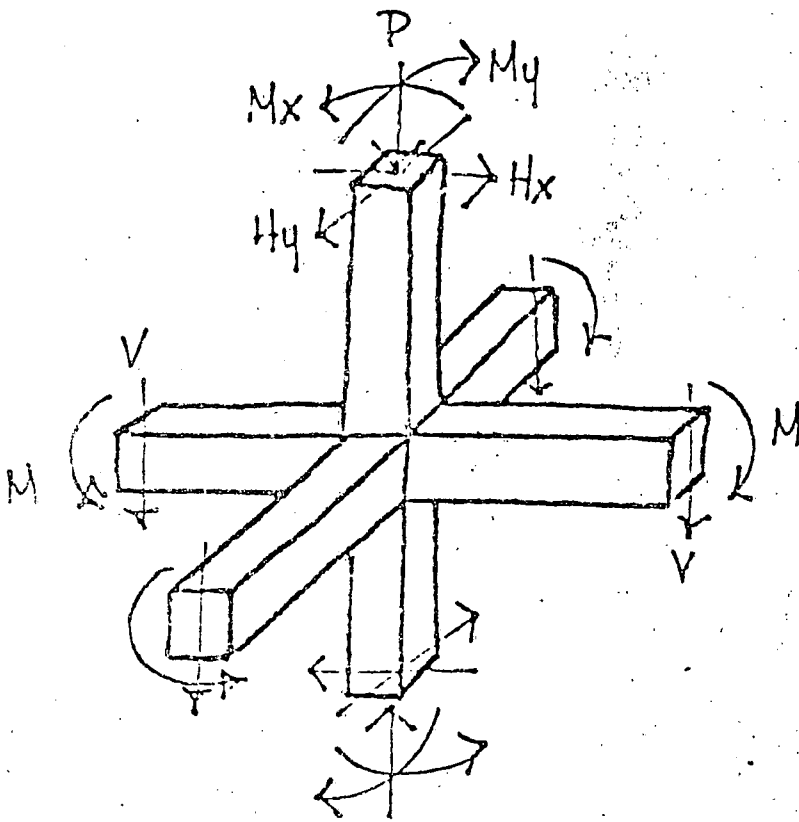
La ductilidad y disipación inelástica de energía que puede lograrse en muros de rigidez es muy variable según rija la flexión o el cortante y según haya o no cargas verticales altas sobre el muro. Sin embargo los reglamentos suelen tratar todos los muros con el mismo criterio fijando factores reductivos por ductilidad mucho menores para estos sistemas que para los marcos.

Los procedimientos de diseño de muros están dados, por ejemplo, en el ACI-71; si se trata de muros altos, tanto para flexocompresión como para cortante, se emplean los mismos métodos que para vigas y columnas; en muros cortos la resistencia a cortante es mayor y se dan expresiones particulares. Para refuerzo por cortante se requieren barras horizontales, pero en muros cortos es necesario proporcionar también refuerzo vertical, ver fig 19.

El apéndice A del ACI 71 da requisitos especiales también para muros de rigidez. Se requiere una cuantía mínima de refuerzo de 0.0025 tanto vertical como horizontal. Si la carga axial es menor que 40% de la balanceada se requiere un refuerzo mínimo de flexión de $14/f_y$; si es mayor se exige que se coloquen columnas (elementos de extremos) con la capacidad suficiente para resistir la carga axial total sobre el muro. Esto último con la función de tener confinado el refuerzo de compresión.

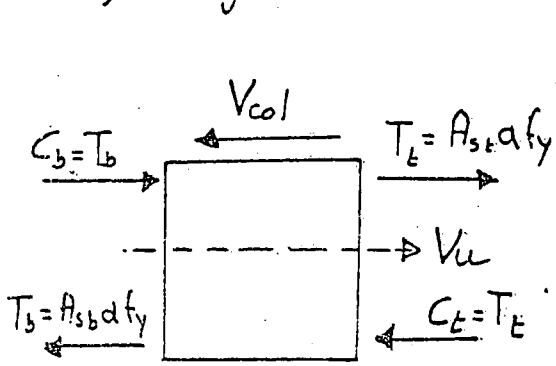
Referencias

- 1 R Park y T Paulay "Reinforced Concrete Structures" J. Wiley 1975
- 2 A. H. Mattock "Redistribution of bending moments in reinforced concrete continuous beams" Proc The Institution of Civil Engineering" 13 may 1959
- 3 A. T. Derecho y M. Fintel "Earthquake Resistant Structures" Cap 12 de Handbook of Concrete Engineering, editado por M. Fintel, Van Norstrand, 1975
- 4 V. V. Bertero y E. Popov "Hysteretic Behavior of Ductile Moment-Resisting Reinforced Concrete Frame Components" Rep No EERC 75-16 Univ. California Berkeley, 1975
- 5 Comité ACI-ASCE 352 "Recommendations for Design of Beam-Column Joints in Monolithic Reinforced Concrete Structures" Journal ACI, 73, julio 1976
- 6 Comité ACI-ASCE 426 "The Shear Strength of Concrete Members. Slabs" Journal Struct Div ASCE vol 100 ST8, ago 1974 pp 1543-1591



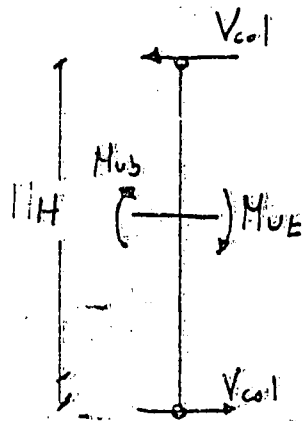
b) Fuerzas aplicadas en la junta (con líneas punteadas las resultantes que causan tensión diagonal)

a) Cargas en la conexión



$$V_u = C_b + C_t - V_{col}$$

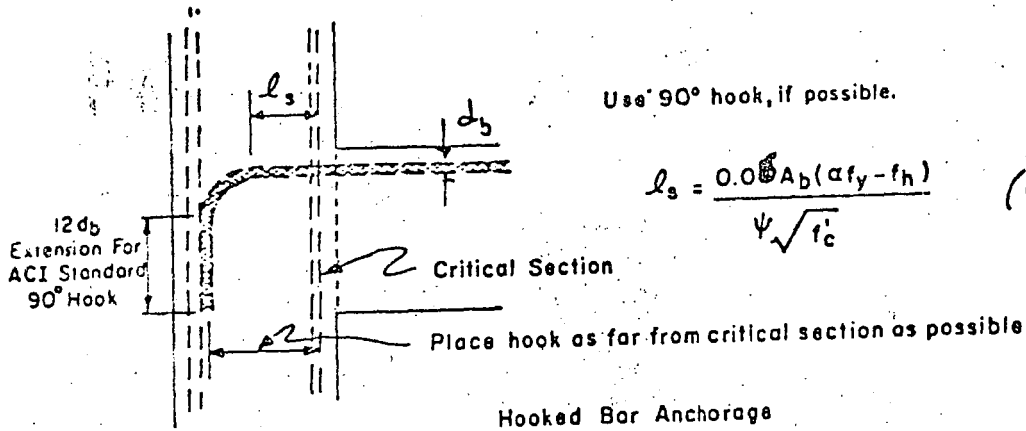
$$V_u = d f_y (A_{sb} + A_{st}) - V_{col}$$



$$V_{col} = \frac{M_{ub} + M_{ue}}{H}$$

c) Fuerza cortante de diseño en la unión

Fig 9 Diseño por cortante de la unión viga columna



A_b = área de la barra

$\psi = 1.4$ (en condiciones usuales)

$$f_h = 385(1 - 0.012 d_b) \psi \sqrt{f'_c}$$

Fig 10 Requisitos de anclaje en la unión

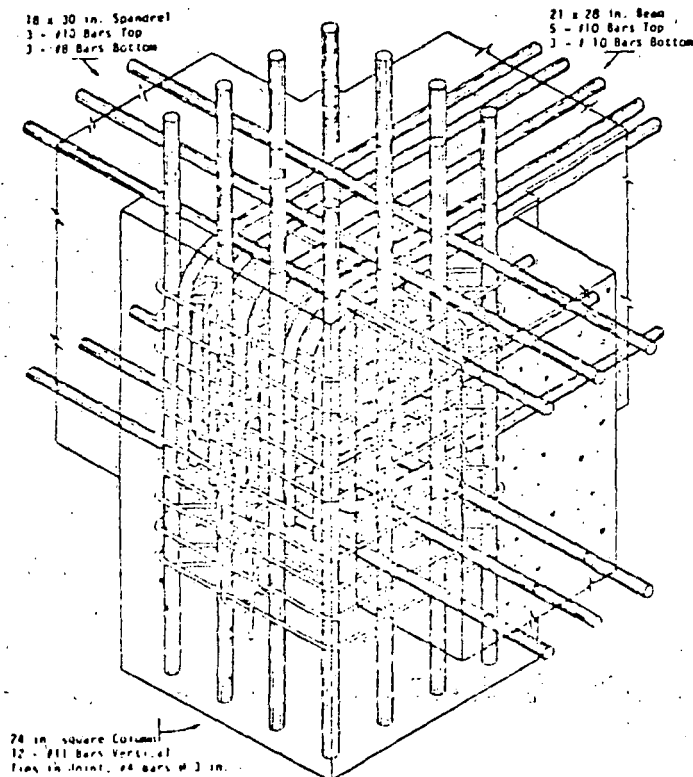


Fig 11 Refuerzo de unión de acuerdo con los requisitos del Com. ACI-ASCE 352

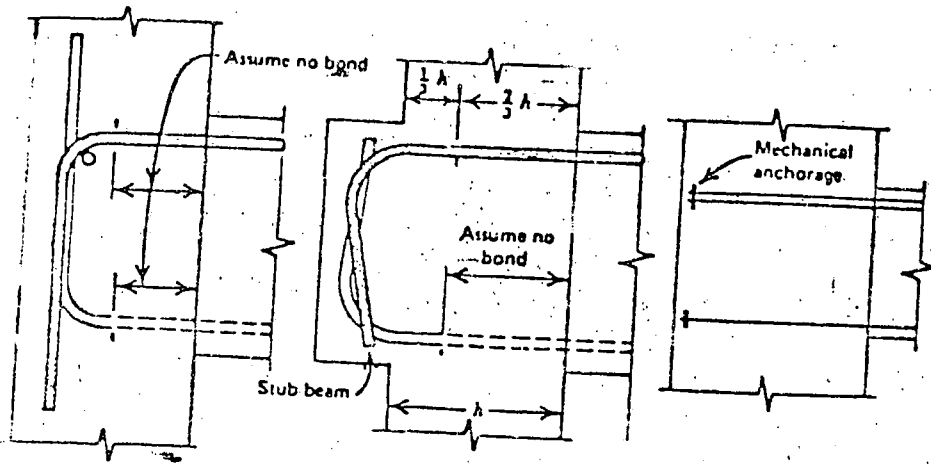
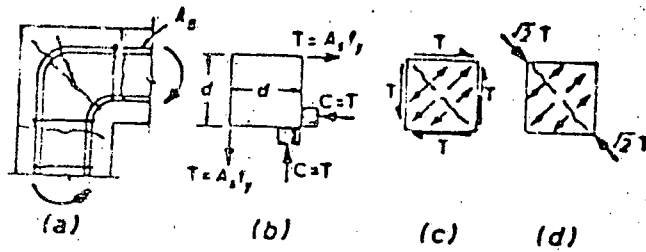
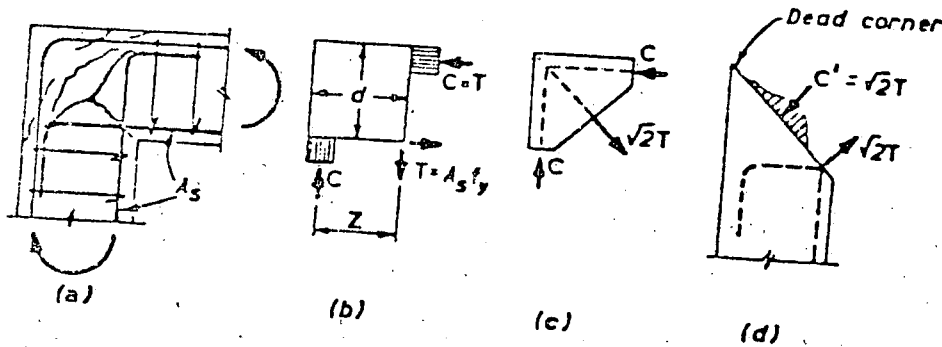


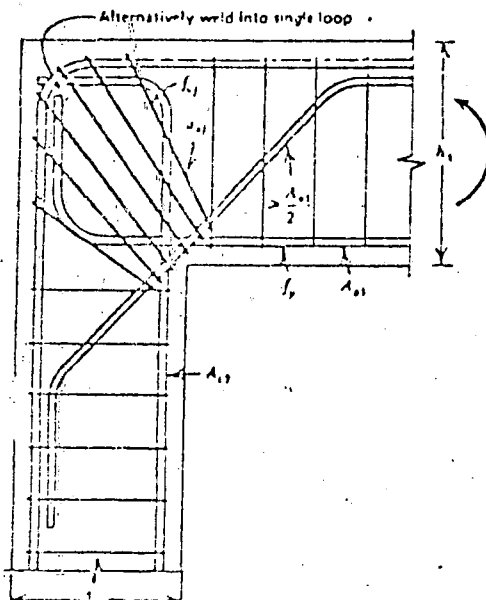
Fig 12 Formas alternativas de anclaje del refuerzo en las uniones



a) esfuerzos al cerrarse la unión



b) refuerzo al abrirse la unión



c) Refuerzo recomendable en uniones de rodilla para claros grandes

Fig 13 Condiciones de esfuerzos y modalidades de refuerzo en juntas de rodillas

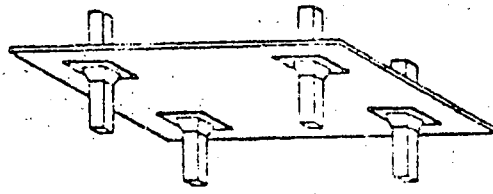


Fig. 1—The flat slab

a) losa plana
en acero y concreto

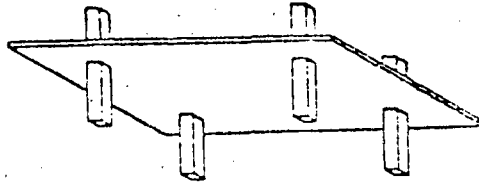
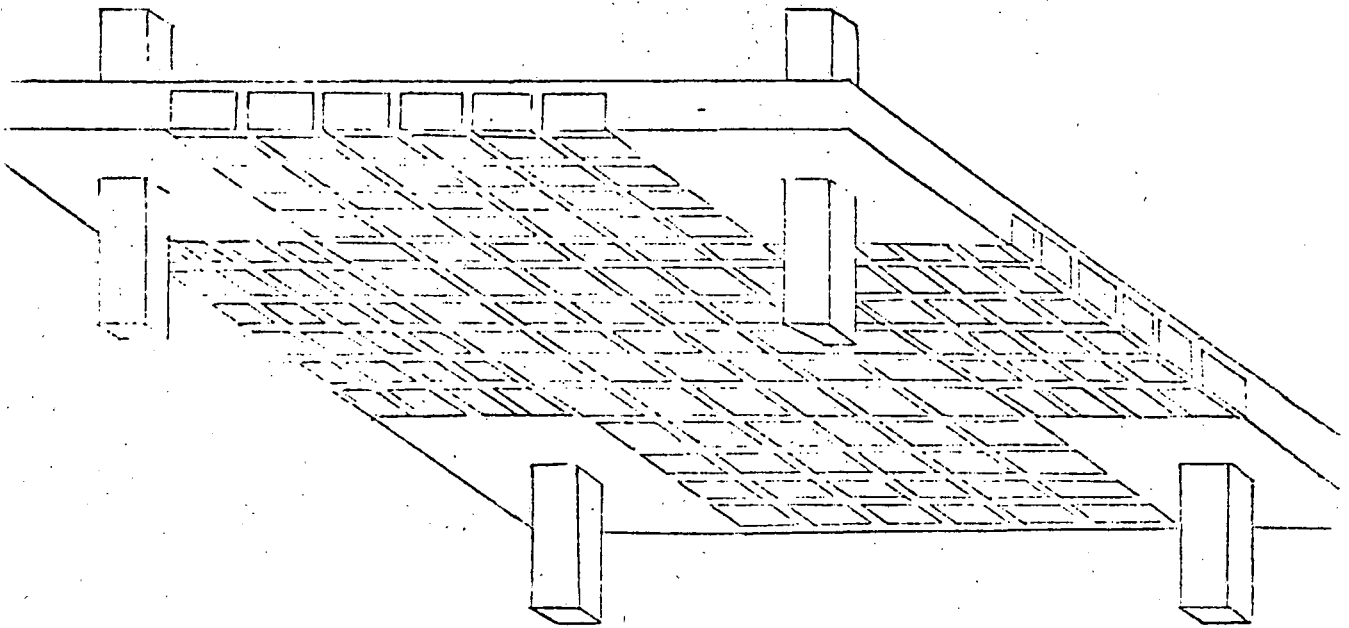


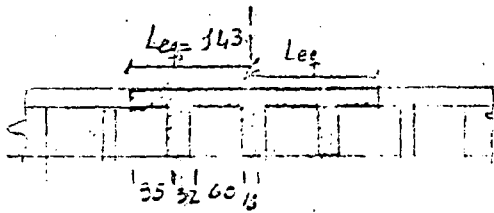
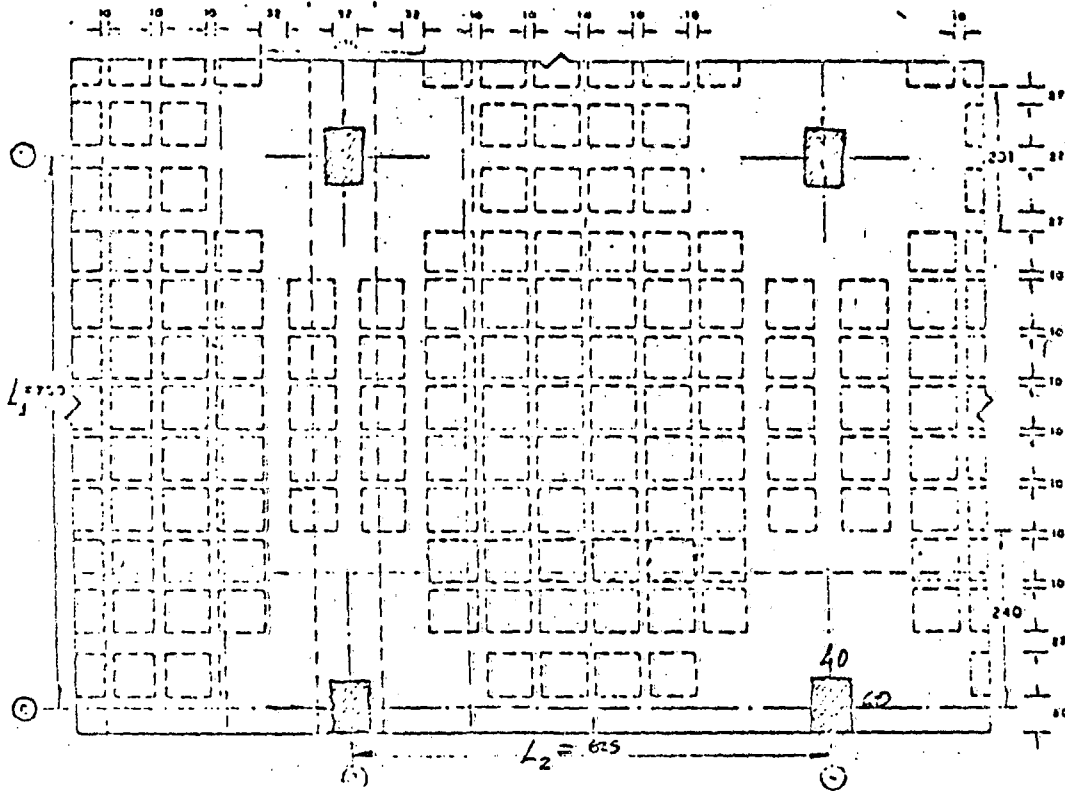
Fig. 2—The flat plate

b) Placa plana



c) losa plana aligerada

Fig 14 Modalidades de losas planas

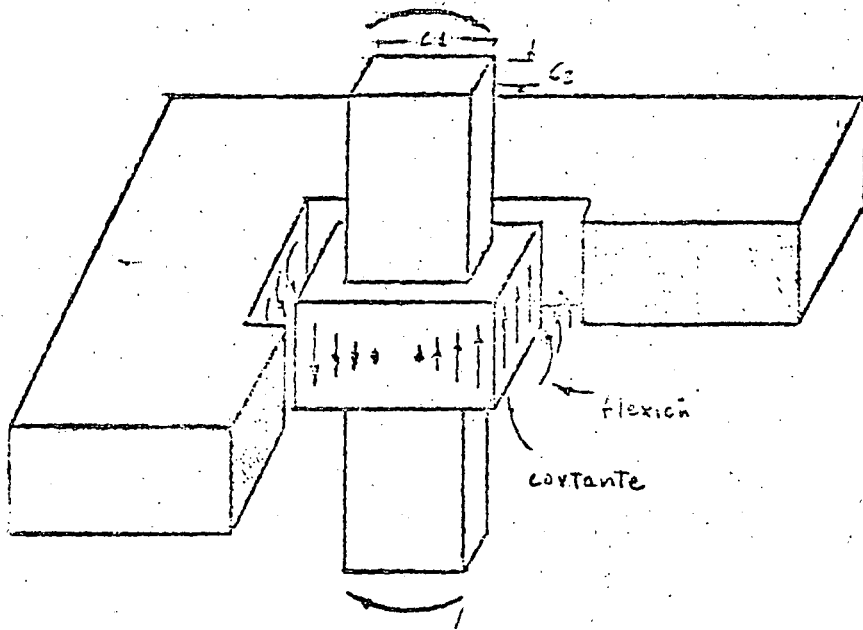


Viga equivalente

$$L_{eq} = \frac{0.5l_2}{1 + 1.67 \frac{l_2}{L_1}} + 0.3C_2$$

$$L_{eq} = \frac{0.5 \times 6.25}{1 + 1.67 \frac{6.25}{7.25}} + 0.3 \times 4.0 = 5.43 \text{ m}$$

Fig 15. Viga equivalente para analisis por cargas laterales

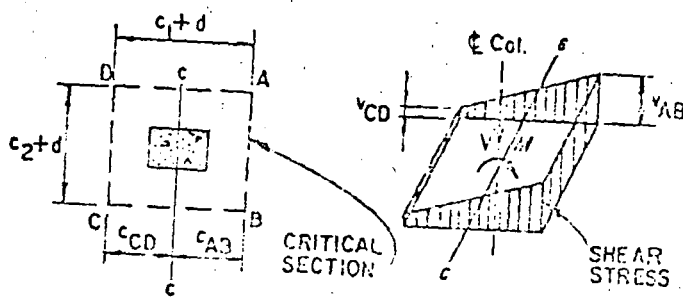


Por cortante αM_D

$$\alpha = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{c_1 + d}{c_2 + d}}}$$

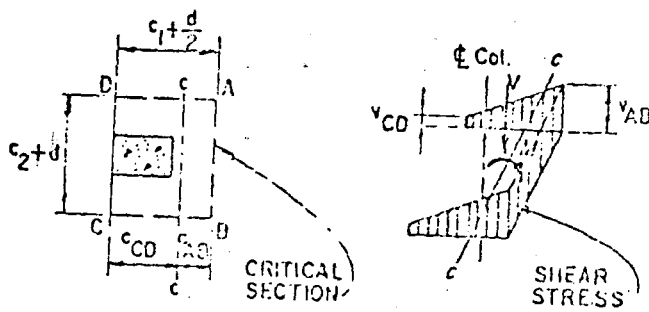
a) Fuerzas en la conexión

Por flexión $(1 - \alpha) M_D$



(a) INTERIOR COLUMN

$$V_{AB} = \frac{V}{A_c} + \frac{\alpha M c_1 B}{J_c}$$



(b) EDGE COLUMN

$$V_{CD} = \frac{V}{A_c} - \frac{\alpha M c_2 B}{J_c}$$

b) Distribución de esfuerzos cortantes en la zona crítica

Fig 16 Transmisión de momentos de columna a losa

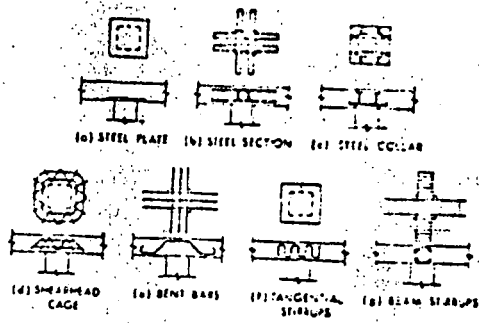
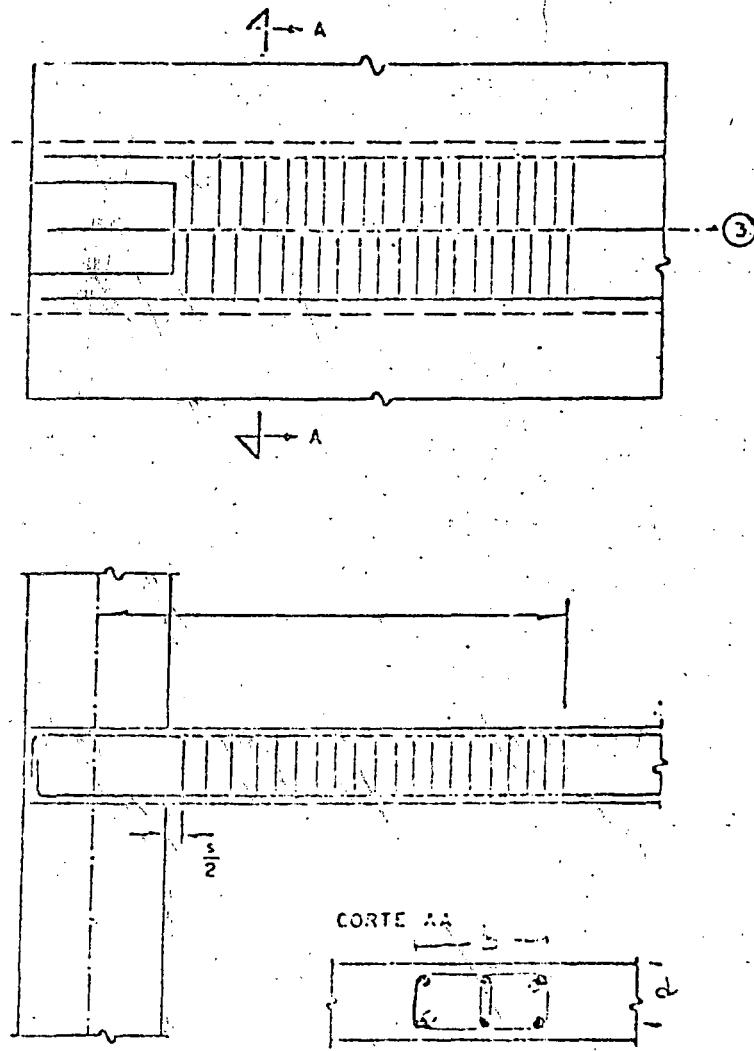


Fig 37. Modalidades de refuerzo por cortante en lasas planas



$$V_u = \frac{V}{A_c} + \frac{\alpha M_c}{S_c}$$

$$V_c = \sqrt{f_c}$$

si $V_u > V_c$

Se requiere

$$V_s = V_u - \frac{V_c}{2}$$

$$V_c = \frac{A_c f_y}{s b}$$

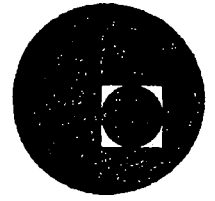
No se admite

$$V_u > 1.5 \sqrt{f_c}$$

Fig 38. Diseño de refuerzo por cortante en lasas planas



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



III CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERIA SISMICA

DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOS



DR. ROBERTO MELI PIRALLA

AGOSTO DE 1977.



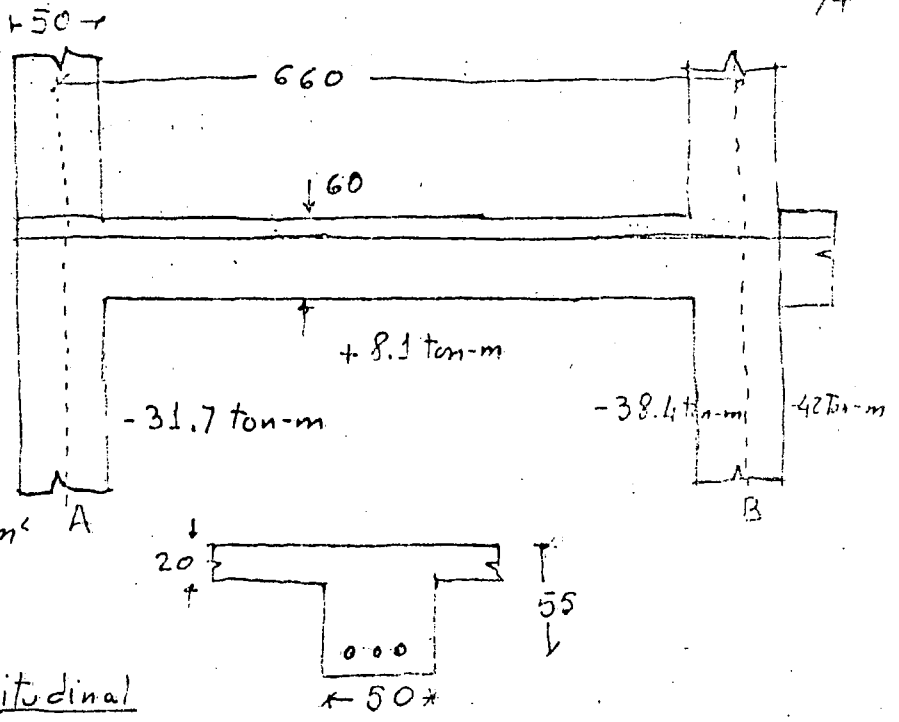
euminoo nofooubo sb oitnoo
 euminoo nofooubo sb oitnoo
 euminoo nofooubo sb oitnoo



euminoo nofooubo sb oitnoo
 euminoo nofooubo sb oitnoo

EJEMPLO 1.

Diseñar la viga para los momentos de diseño indicados que incluyen el efecto de sismo y el de una carga vertical de 5.8 ton/m



$f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$ $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

a) Cuantías límite de refuerzo longitudinal

$\rho - 0.5 \rho' \leq 0.5 \rho_b$

Si se refuerza para $\rho' = 0.5 \rho$

$0.75 \rho \leq 0.5 \rho_b$

$\rho = \frac{0.5}{0.75} \cdot 0.85 \frac{\beta f'_c}{f_y} \cdot \frac{6000}{6000 + f_y} = \frac{0.85 \times 0.85 \times 280 \cdot 6000}{4200 \cdot 10200} = 0.038$

$\rho \leq 14/f_y = \frac{14}{4200} = 0.0033$

$0.0033 \leq \rho \leq 0.038$

b) Refuerzo por flexión

En el extremo B

Se diseñará para el momento de 42 ton-m

$M_u = 42 \text{ ton-m}$

$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y j' d}$

$\phi = 0.80$

$j' = 0.9$ (se supondrá y se comprobará posteriormente)

$A_s = \frac{4200000}{0.9 \times 4200 \times 0.9 \times 55} = 22.5 \text{ cm}^2$

Se usarán 3 #30 $A_s = 24.4 \text{ cm}^2$

$\rho = \frac{A_s}{b d} = \frac{24.4}{50 \times 55} = 0.0088$

Se encuentra entre ρ_{min} y ρ_{max}

Comprobación de j'

$j' d = d - \frac{a}{2}$

$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f'_c} = \frac{24.4 \times 4200}{0.85 \times 50 \times 280} = 8.51 \text{ cm}$

$j' d = 55 - 4.2 = 50.8 \text{ cm}$

$j' = \frac{50.8}{55} = 0.92$ se considera adecuado

en el extremo A

Momento negativo $M_u = 31.7 \text{ ton-m}$

$$A_s = \frac{3170000}{0.9 \times 4200 + 0.92 \times 55} = 16.5 \text{ cm}^2$$

Se usarán 2#10 $A_s = 16.3 \text{ cm}^2$ $\rho = \frac{16.3}{50 \times 55} = 0.0059 > \rho_{min}$

Refuerzo positivo en los apoyos

$$M_u^+ \geq \frac{1}{2} M_u^-$$

en B $M_u^+ = \frac{4.2}{2} = 2.1 \text{ ton-m}$

$$A_s = \frac{2100000}{0.9 \times 4200 + 0.92 \times 55} = 11 \text{ cm}^2$$

Se usarán 4#6 $A_s = 11.4 \text{ cm}^2$

Se prolongarán en todo el claro ya que cubren también el positivo en el centro del claro

c) Longitud de anclaje para la columna exterior

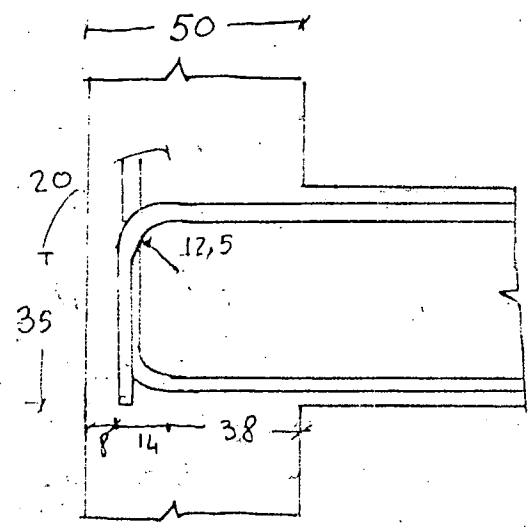
Según el ACI se requiere un gancho estándar y que la longitud a partir del paño sea igual a $\frac{2}{3}$ de la longitud de desarrollo dada por

$$l_d = 0.06 \frac{A_b f_y}{\sqrt{f_c}} \geq 0.0057 d_b f_y$$

$$l_d = \frac{0.06 \times 8.2 \times 4200}{\sqrt{280}} = 123 \text{ cm} > 0.005 \times 3.23 \times 4200 = 77.2 \text{ cm}$$

$$\frac{2}{3} l_d = 82.3 \text{ cm}$$

En la figura la longitud requerida se da como 38 cm en columna
20 - - doblez
35 - vertical



c')

Revisión según el Comité 352

$$l_s = \frac{0.06 A_b (\alpha f_y - f_n)}{\psi \sqrt{f_c}}$$

$$f_h = 185 (1 - 0.12 d_b) \psi \sqrt{f'_c} = 185 (1 - 0.12 \times 3.23) 1.4 \sqrt{280} = 2650 \text{ Kg/cm}^2$$

$$l_s = 0.06 \times 8.2 (1.25 \times 4200 - 2650) / 1.4 \sqrt{280} = 54 \text{ cm}$$

Estos 54 cm son a partir del núcleo y antes del doblez, por tanto no caben en el ancho de columna.

d) Refuerzo por cortante

$$\text{En B } V_u = \frac{M_{Au}^+ + M_{Bu}^-}{L} + \frac{w_u L}{2} = 25.4$$

$$M_{Bu}^- = 24.4 \times 4200 \times 0.92 \times 55 = 51.8 \text{ ton-m}$$

$$M_{Au}^+ = \frac{11.4 \times 51.8}{24.4} = 24.2 \text{ ton-m}$$

$$V_u = \frac{24.2 + 51.8}{6.6} + \frac{5.8 \times 6.6}{2} = 11.5 + 19.1 = 30.6 \text{ ton}$$

$$\text{En A } V_u = \frac{M_{Au}^- + M_{Bu}^+}{L} + 19.1 = 28$$

$$M_{Au}^- = \frac{16.3 \times 51.8}{24.4} = 34.6$$

$$M_{Bu}^+ = M_{Au}^- = 34.6$$

$$V_u = \frac{34.6 + 34.6}{6.6} + 19.1 = 28 \text{ ton}$$

$$\text{En B } v_u = \frac{V_u}{\phi b d} = \frac{30600}{0.85 \times 50 \times 55} = 13.1 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_c = 0.5 \sqrt{f'_c} = 0.5 \sqrt{280} = 8.4 \text{ Kg/cm}^2 < 13.1$$

Se requieren estribos mínimo #3 dos ramas $A_v = 2 \times 0.71 = 1.42$

$$s = \frac{A_v f_y}{(v_u - v_c) b} = \frac{1.42 \times 4200}{(13.1 - 8.4) 50} = 25.4$$

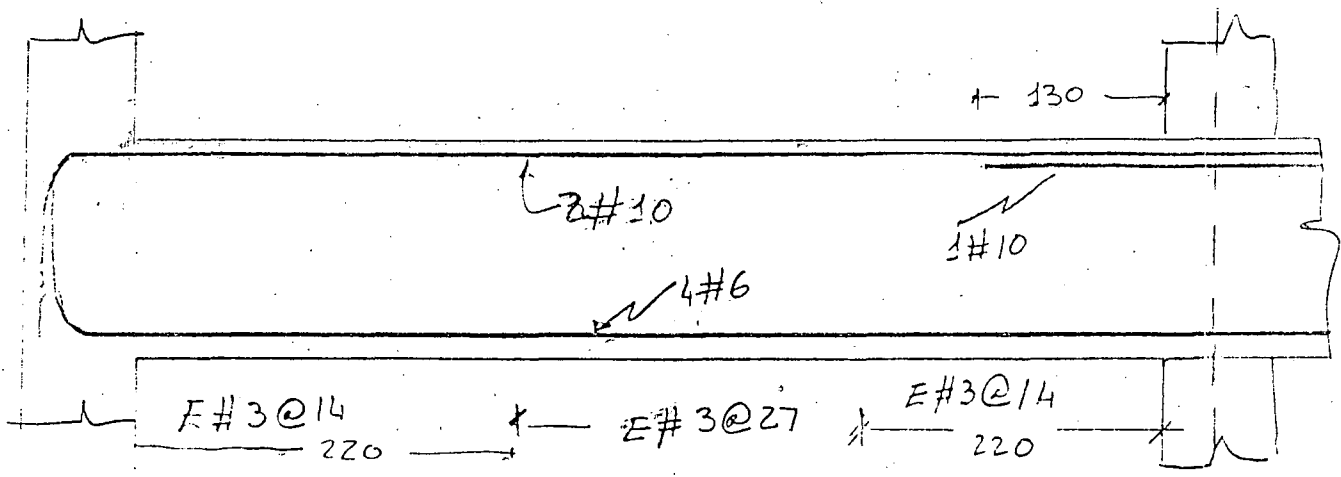
A lo largo de toda la viga se requiere $s \leq d/2 = 27 \text{ cm}$
 En una distancia de $4d = 220 \text{ cm}$ se requiere

$$s = d/4 = 14 \text{ cm} < \frac{A_s d}{0.15 A_s} = \frac{1.42 \times 55}{0.15 \times 24.4} = 21.3 \text{ cm}$$

Rige en ambos extremos. rige $s = d/4 = 14 \text{ cm}$

e) Corte de barras

No se revisará aquí; resulta que la barra # 10 adicional en el extremo B puede cortarse a 130 cm de la cara del apoyo. El refuerzo queda como se ve en la figura

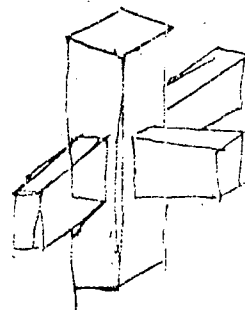


EJEMPLO 2

Diseñar una columna exterior de un marco.
Las cargas verticales y de viento producen una combinación crítica que resulte

$$P = 360 \text{ ton} \quad M = 19 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

La sección se ha elegido como de $50 \times 50 \text{ cm}$
y $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$ $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$



a) Cantidad mínima de refuerzo

$$\rho = 0.01 \quad A_s = 0.01 \times 50 \times 50 = 25 \text{ cm}^2$$

b) Revisión de la capacidad de la columna

Usando las gráficas de interacción construidas con el reglamento ACI
(Publicación SP-17 Chart No 87)

$$\text{para } f'_c = 40 \text{ ksi} \quad f_y = 60 \text{ ksi} \quad g = 0.8$$

$$K = \frac{P_u}{f'_c b t} = \frac{360000}{280 \times 2500} = 0.50$$

$$\frac{M}{P_u} = \frac{M}{P_u} = \frac{19}{360 \times 0.5} = 0.105$$

$$\text{Se obtiene } \rho_{\text{req}} m = 0.09 = \rho \frac{f_y}{0.85 f'_c}$$

$$\rho = 0.09 \times \frac{0.85 \times 280}{4200} = 0.005 < 0.01$$

Se reforzará por acero mínimo $\rho = 0.01$

$$\text{Si se usan } 6 \# 8 \quad A_s = 30 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{30}{2500} = 0.012$$

c) Revisión de que la suma de capacidades de las columnas es mayor que la de vigas

$$\text{Para la columna } \rho_f m = 0.012 \frac{2800}{0.85 \times 280} = 0.21$$

$$\text{para } K = 0.51 \quad \text{resulta de la misma gráfica} \quad \frac{M}{P_u} = \frac{M}{0.85 f'_c} = 0.08$$

$$M_e = 0.08 \times 50^3 \times 280 = 28 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

La viga en dirección x tiene un momento resistente (supuesto) de 35 ton

14

por tanto $\sum M_c = 2 \times 28 = 56 > 35 \text{ ton-m}$

d) Refuerzo por confinamiento

de la gráfica anterior se obtiene $P_b = 180 \text{ ton}$

$P_u = 360 \text{ ton} > 0.4 P_b$

se requiere confinamiento

$$\rho_s = 0.45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y} \geq 0.12 \frac{f'_c}{f_y}$$

$$0.45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y} = 0.45 \left(\frac{50^2}{43^2} - 1 \right) \frac{280}{4200} = 0.0114$$

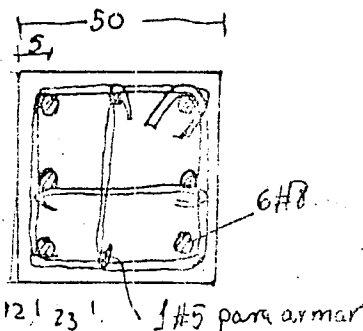
$$0.12 \frac{f'_c}{f_y} = 0.12 \times \frac{280}{4200} = 0.008 < 0.0114$$

Usando barras #4 con la disposición mostrada

$l_h = 24 \text{ cm}$ $A_{sh} = 1.2 \text{ cm}^2$

$$s_h = \frac{2 A_{sh}}{l_n \rho_s} = \frac{2 \times 1.2}{24 \times 0.0114} = 8.85 \text{ cm} < 10 \text{ cm}$$

Estos estribos se requerirán en una longitud a partir del punto de $t, 4s, H/6$ rig $t = 50 \text{ cm}$



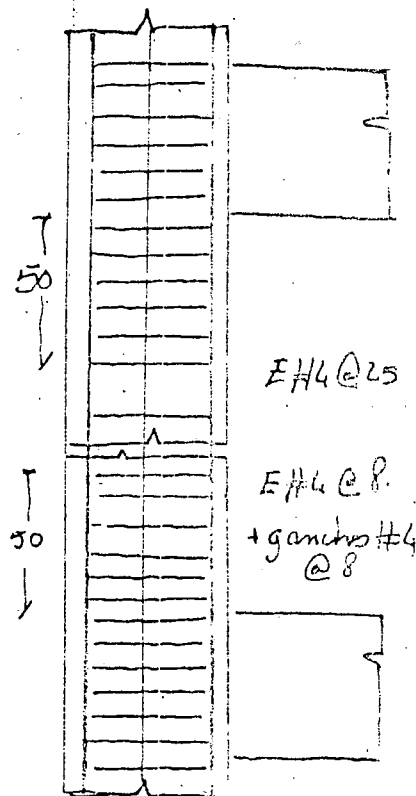
e) Revisión por cortante

$$V_u = \frac{M_v}{H} = \frac{35}{3.6} = 9.7 \text{ ton}$$

$$v_u = \frac{9700}{0.85 \times 50 \times 43} = 5.3 \text{ Kg/cm}^2 < 0.5 \sqrt{f'_c} = 8.4 \text{ Kg/cm}^2$$

No requiere refuerzo transversal, se pondrán estribos a

$s = d/2 = 23 \text{ cm}$

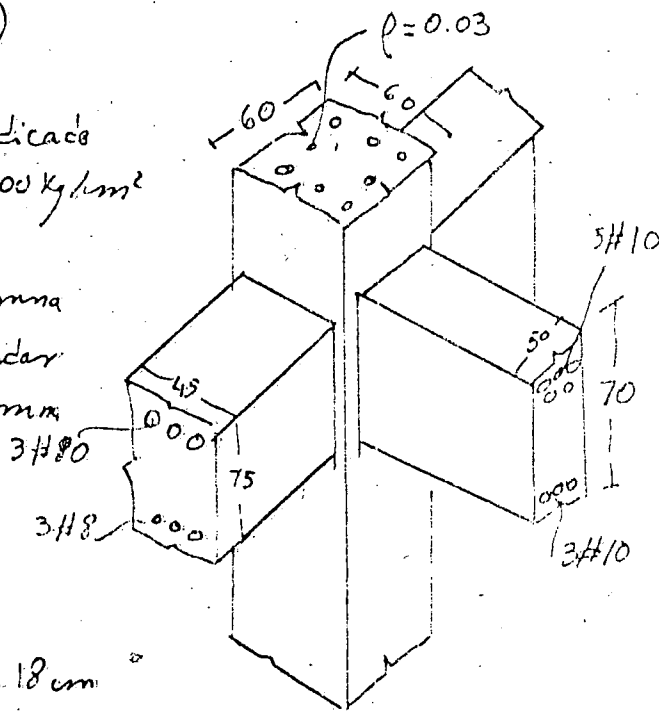


EJEMPLO 3

Diseñar una conexión para marco dúctil para los requisitos del Comité ACI-ASCE 352 (ACI journal jul 1976)

Las vigas y columna tienen el refuerzo indicado en la figura y $f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$, $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

- a) Anclaje de las barras #10 en la columna
 Hay que proporcionar una escuadra estándar y revisar la longitud l_s dentro de la columna



$$l_s = \frac{0.06 A_b (d + v - f_h)}{\psi \sqrt{f'_c}}$$

$d = 1.25$; $\psi = 1.4$; $A_b = 8.19 \text{ cm}^2$; $d_b = 3.18 \text{ cm}$

$f_h = 185 (1 - 0.12 d_b) \psi \sqrt{f'_c}$

$f_h = 185 (1 - 0.12 \times 3.18) 1.4 \sqrt{280} = 2680 \text{ Kg/cm}^2$

$l_s = \frac{0.06 \times 8.19 (1.25 \times 4200 - 2680)}{1.4 \sqrt{280}} = 53.9 \text{ cm}$

Longitud disponible (ver figura)

$60 - 5 - 5 - d_b - 4d_b = 36 \text{ cm} < l_s$

No puede realizarse el anclaje adecuado

Hay dos alternativas. 1) reducir el diámetro de la barra
 colocar confinamiento para poder emplear $\psi = 1.8$

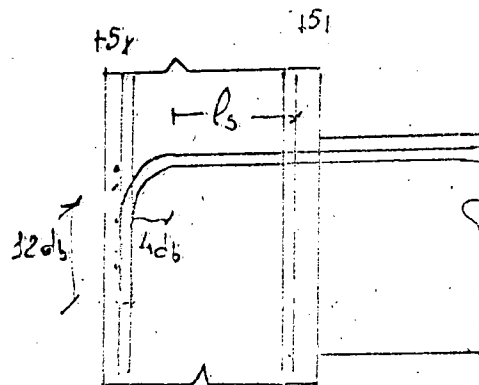
si se reduce cambia el refuerzo por barras #8

$A_b = 5 \text{ cm}^2$ $d_b = 2.5 \text{ cm}$

$f_h = 185 (1 - 0.12 \times 2.5) 1.4 \sqrt{280} = 3010 \text{ Kg/cm}^2$

$l_s = \frac{0.06 \times 5 (1.25 \times 4200 - 3010)}{1.4 \sqrt{280}} = 28.6 \text{ cm}$

Longitud disponible = $60 - 5 - 5 - 5 \times 2.54 = 37.5 > l_s$ O.K.



b) Revisión del cortante en la unión

Fuerza de diseño en la dirección de la viga principal

$$M_u = \alpha A_s f_y j' d = 1.25 \times 40.9 \times 4200 \times 0.9 \times 62 = 119.8 \text{ ton-m}$$

$$V_{col} = \frac{M_u}{h} = \frac{119.8}{3.6} = 33.3 \text{ ton}$$

$$V_u = \alpha A_s f_y - V_{col} = 1.25 \times 40.9 \times 4200 - 33.3 = 214.7 - 33.3$$

$$V_u = 181.4 \text{ ton}$$

$$\sigma_u = \frac{V_u}{\phi b d} = \frac{181400}{0.85 \times 60 \times 54} = 65.9 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_u)_{max} = 5 \sqrt{f'_c} = 5 \sqrt{280} = 83.7 \text{ Kg/cm}^2 > 65.9 \text{ O.K.}$$

$$\sigma_c = 0.9 \gamma \sqrt{f'_c} \left(1 + 0.03 \frac{P_u}{A_g}\right)$$

Considerando que la unión se va a confinar, $\gamma = 1.4$

Para una carga axial en la condición más desfavorable (mínima)

$$P_u = 120 \text{ ton}$$

$$\sigma_c = 0.9 \times 1.4 \sqrt{280} \left(1 + 0.03 \cdot \frac{120000}{60 \times 60}\right) = 29.8 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_u - \sigma_c = 65.9 - 29.8 = 36.1 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{(\sigma_u - \sigma_c) b}{f_y} = \frac{36.1 \times 60}{4200} = 0.52$$

Si se emplean 4 ramas de estribos #4

$$A_v = 4 \times 1.26 = 5.08 \text{ cm}^2$$

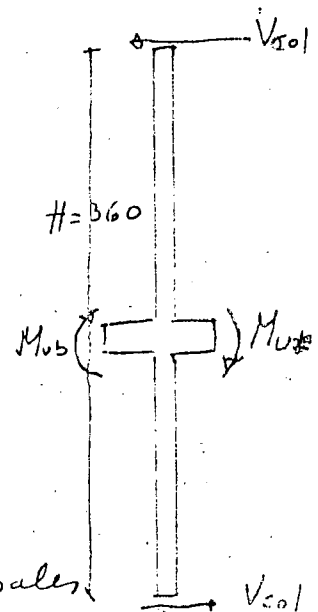
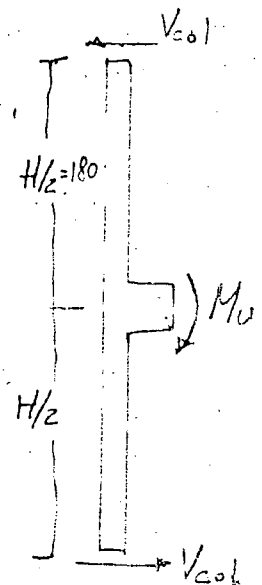
$$s = \frac{A_v}{0.52} = \frac{5.08}{0.52} = 9.8 \text{ cm}$$

Fuerza de diseño en la dirección de las vigas transversales

$$M_{uT} = \alpha A_{sT} f_y j' d = 1.25 \times 3 \times 8.19 \times 4200 \times 0.9 \times 68 = 78.9 \text{ ton-m}$$

$$M_{uB} = 1.25 \times 3 \times 5 \times 4200 \times 0.9 \times 68 = 48.4 \text{ ton-m}$$

$$V_{col} = \frac{M_{uT} + M_{uB}}{H} = \frac{78.8 + 48.4}{3.6} = 35.6 \text{ ton}$$



$$V_u = f_y (A_{st} + A_{sb}) = V_{201} = 1.25 \times 4200 (24.5 + 15) = 35.6 = 171.8 \text{ ton}$$

$$V_u = \frac{171800}{0.85 \times 54 \times 60} = 62.3 \text{ Kg/cm}^2 < 5 \sqrt{f'_c}$$

$$V_c = 0.9 \gamma \sqrt{f'_c \left(1 + 0.03 \frac{R_f}{f_y}\right)} \quad \gamma$$

en este caso $\gamma = 1.0$ ya que la unión no está confinada por vigas transversales en ambos lados

$$V_c = 0.9 \sqrt{280 \left(1 + 0.03 \frac{420}{60 \times 60}\right)} = 21.3 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_u - V_c = 62.3 - 21.3 = 41 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{(V_u - V_c) b}{f_y} = \frac{41 \times 54}{4200} = 0.55$$

con 4 varillas de estribo #4 $A_v = 5.08$

$$s = \frac{5.08}{0.55} = 9.3 \text{ cm} \Rightarrow$$

viga en condición $s = 9 \text{ cm}$

c) Estribos por confinamiento

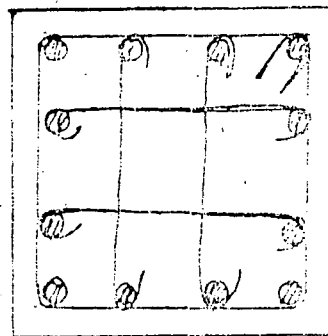
supóngase que en la condición más desfavorable $P > 0.4 P_0$

$$A_{sh} = 0.3 l_h s_h \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y} \geq 0.12 \frac{f'_c}{f_y} l_h s_h$$

$$\frac{A_{sh}}{s_h} = 0.3 \times 55 \left[\left(\frac{60}{53} \right)^2 - 1 \right] \frac{280}{4200} = 0.21 \quad \text{y} \quad 0.12 \times \frac{280}{4200} \times 55 = 0.44$$

aun considerando la longitud total del estribo la cantidad de refuerzo es menor que la requerida por constante

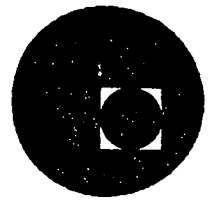
Se usará $E \#4 @ 9$ total (4 varillas)





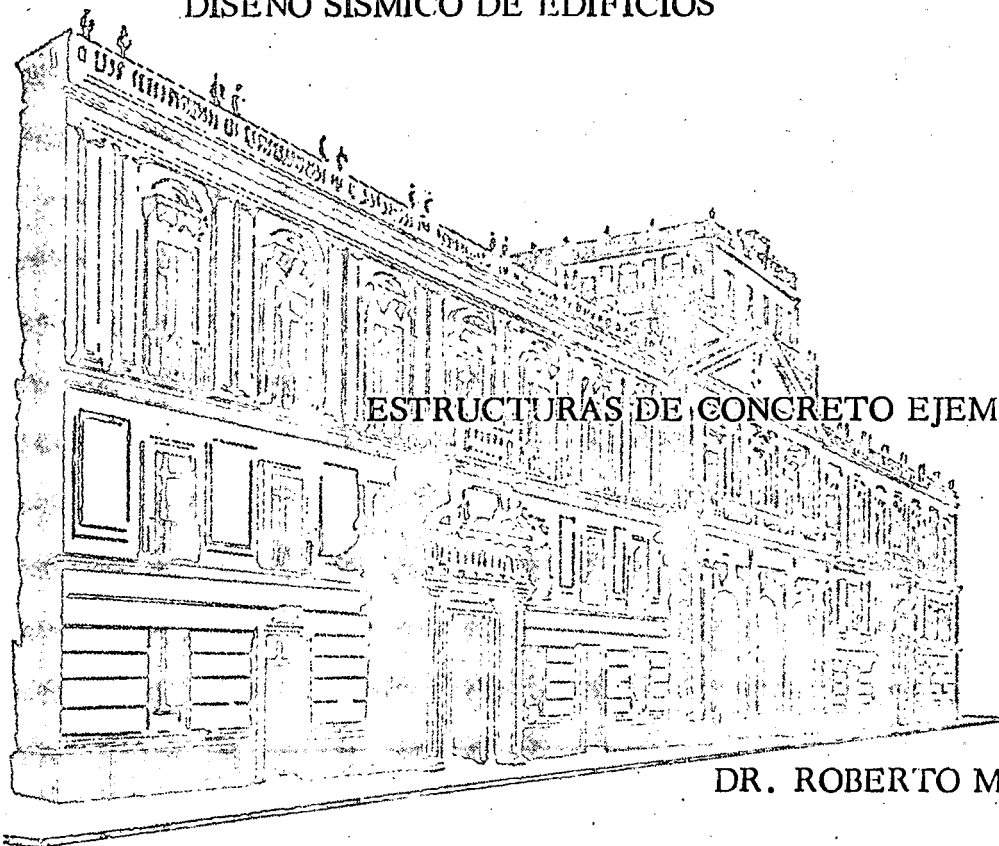


centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



III CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERIA SISMICA

DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOS



ESTRUCTURAS DE CONCRETO EJEMPLOS

DR. ROBERTO MELI PIRALLA

JULIO-AGOSTO, 1977.



aunitnag nōibōubē eb otnēo
 aetōnaga anikufae eb nōiavib
 aetōnaga anikufae eb nōiavib



EJEMPLO 4

DISEÑO DE UN MURO DE RIGIDEZ

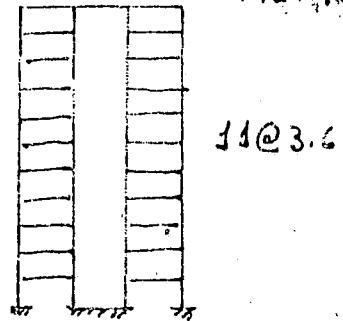
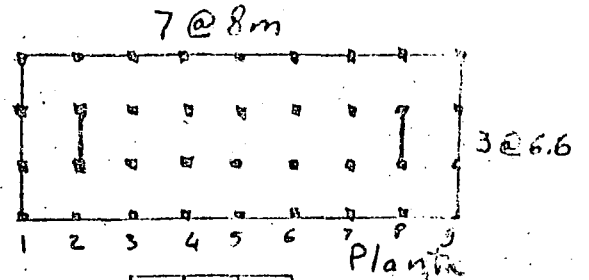
El muro del eje 2 de la estructura mostrada debe ser capaz de resistir en planta baja la siguiente combinación de fuerzas de diseño (últimas)

Por cargas verticales $P_u = 1970 \text{ ton}$

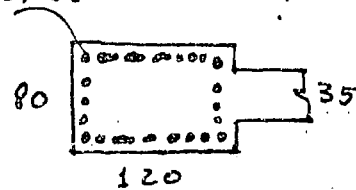
Por sismo $\begin{cases} P_u = 1710 \text{ ton} \\ M_u = 6630 \text{ ton-m} \\ V_u = 430 \text{ ton} \end{cases}$

$f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$ $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

La sección propuesta en el análisis es la mostrada en el croquis



22#11 Elevación Eje 2



Columna de Confinamiento

a) Diseño de la columna

Si $P_u > 0.4 P_b$ hay que diseñar las columnas para que tomen toda la carga vertical debida a sismo y proporcionales refuerzo transversal para confinamiento igual al que se requiere para columnas de marcos

La carga axial balanceada puede determinarse en forma aproximada considerando el refuerzo de la columna concentrado en su centroide y despreciando el refuerzo en el muro

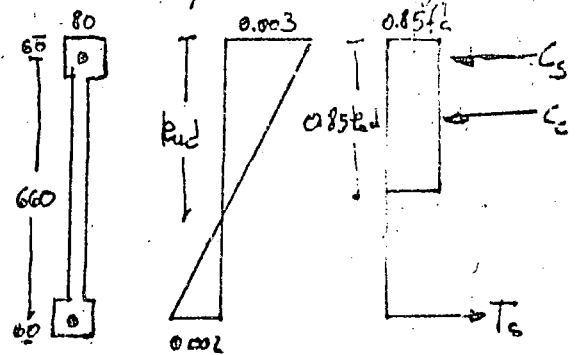
Tanto el refuerzo de tensión como el de compresión fluyen, por tanto $T_s = -C_s$

$$P_b = C_c = \rho [0.85 f'_c + 0.85 k_{ud} \times t + 0.85 f'_c \times h(b-t)]$$

$$k_{ud} = (660 + 60) \frac{3}{5} = 432 \text{ cm}$$

$$P_b = 0.7 [0.85 \times 280 \times 0.85 \times 432 \times 35 + 0.85 \times 280 \times 120(80-35)] = 3070 \text{ ton}$$

$$0.4 P_b = 1230 \text{ ton} < P_u \Rightarrow \text{requiere diseño especial}$$



Hay que revisar que cada columna sea capaz de resistir la carga axial total debida a carga vertical más sismo $P_u = 1710 \text{ tm}$.

Revisando la capacidad de una columna de $80 \times 120 \text{ cm}$ con $22 \# 11$
 $P_g = 220 \text{ cm}^2$ y una excentricidad mínima $e/t = 0.10$

Del diagrama de interacción del ACI SP-17
 para $g = 0.8$ $e/t = 0.10$ $f_{cm} = \frac{220}{120 \times 80} \frac{4200}{0.85 \times 280} = 0.4$

Resulta $K = 0.65 \Rightarrow P_R = 0.65 \times 120 \times 80 \times 280 = 1750 \text{ ton} > 1700 = P_u$

b) Refuerzo transversal en la columna

Se requiere una cuantía que sea la menor entre las siguientes

$$\rho_s = 0.45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_c'}{f_y} = 0.45 \left(\frac{80 \times 120}{73 \times 111} - 1 \right) \frac{280}{4200} = 0.005$$

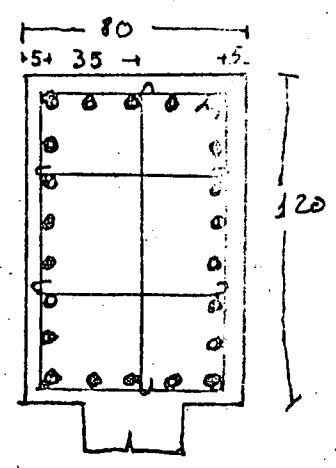
$$\rho_s = 0.12 \frac{f_c'}{f_y} = 0.12 \times \frac{280}{4200} = 0.008 \text{ rige}$$

Usando estribos y ganchos #4 con la distribución mostrada en la figura de manera que

$$l_n = 35 \text{ cm}$$

$$s_n = \frac{2 A_v}{l_n \rho_s} = \frac{2 \times 1.27}{35 \times 0.008} = 9.5 \text{ cm}$$

Para el estribo se usará #4 @ 9



c) Refuerzo en el muro

Por cortante $\sigma_v = \frac{V_u}{\phi b t} = \frac{430000}{0.85 \times 0.8 (860 + 120) 35} = 23.2 \text{ Kg/cm}^2$

Esuerzo cortante resistente del concreto; el menor entre

$$1) \sigma_c = 0.9 \sqrt{f_c'} + 0.25 \frac{M_u}{l_w} = 0.9 \sqrt{280} + \frac{0.25 \times 1060000}{35 \times 180}$$

$$\sigma_c = 15.1 + 9.7 = 24.8 \text{ Kg/cm}^2$$

Como M_u se toma el que corresponde a la combinación que proporciona un valor menor:

$$2) \sigma_c = 0.16 \sqrt{f_c'} + l_w \left(0.33 \sqrt{f_c'} + 0.2 \frac{M_u}{l_w t} \right) = 0.16 \sqrt{280} + 780 \left[\frac{0.33 \sqrt{280} + 0.2 \times 1060000 / (780 \times 35)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{t}} \right] = 2.7 + 9.3 = 12 \text{ Kg/cm}^2$$

viga $V_c = 12 \text{ Kg/cm}^2 < V_u$

Se requiere refuerzo horizontal por cortante dado por

$$A_v/s = (V_u - V_c) \frac{b_w}{f_y}$$

$$\rho_h = \frac{A_v}{s b_w} = \frac{V_u - V_c}{f_y} = \frac{23.2 - 12}{4200} = 0.00267 > \rho_{min} = 0.0025$$

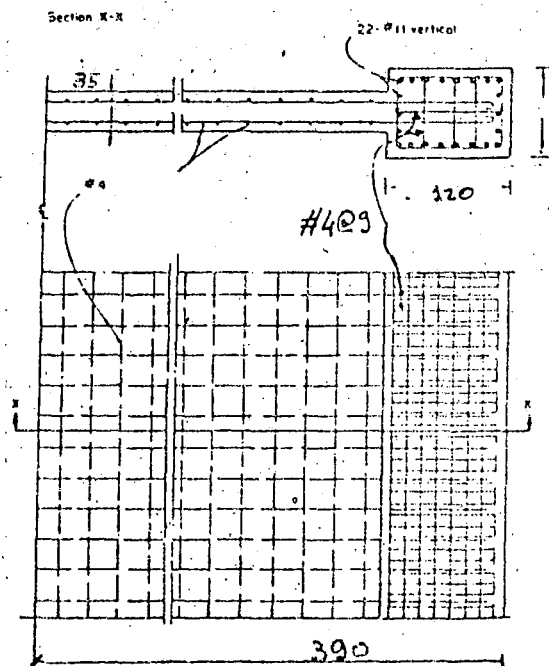
Usando una doble malla #4 $A_v = 2 \times 1.27 = 2.54 \text{ cm}^2$

$$s = \frac{A_v}{\rho_h b_w} = \frac{2.54}{0.00267 \times 35} = 26.8 \text{ cm}$$

Se empleará 2 #4 @ 25 cm

El mismo refuerzo se colocará en posición vertical donde se requiere $\rho_v = 0.0025$

El refuerzo quedará como en la figura



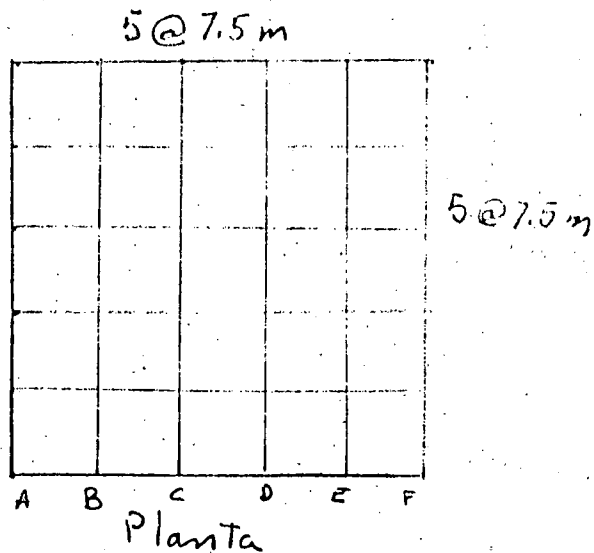
EJEMPLO 5

DISEÑO DE UNA LOSA PLANA ALIGERADA.
 Se seguirá el Reglamento D.F. EL ACI
 no tiene recomendaciones para el diseño
 por sí mismo de este sistema constructivo

$f'_c = 100 \text{ Kg/cm}^2$ $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

Peralte de la losa = 36 cm

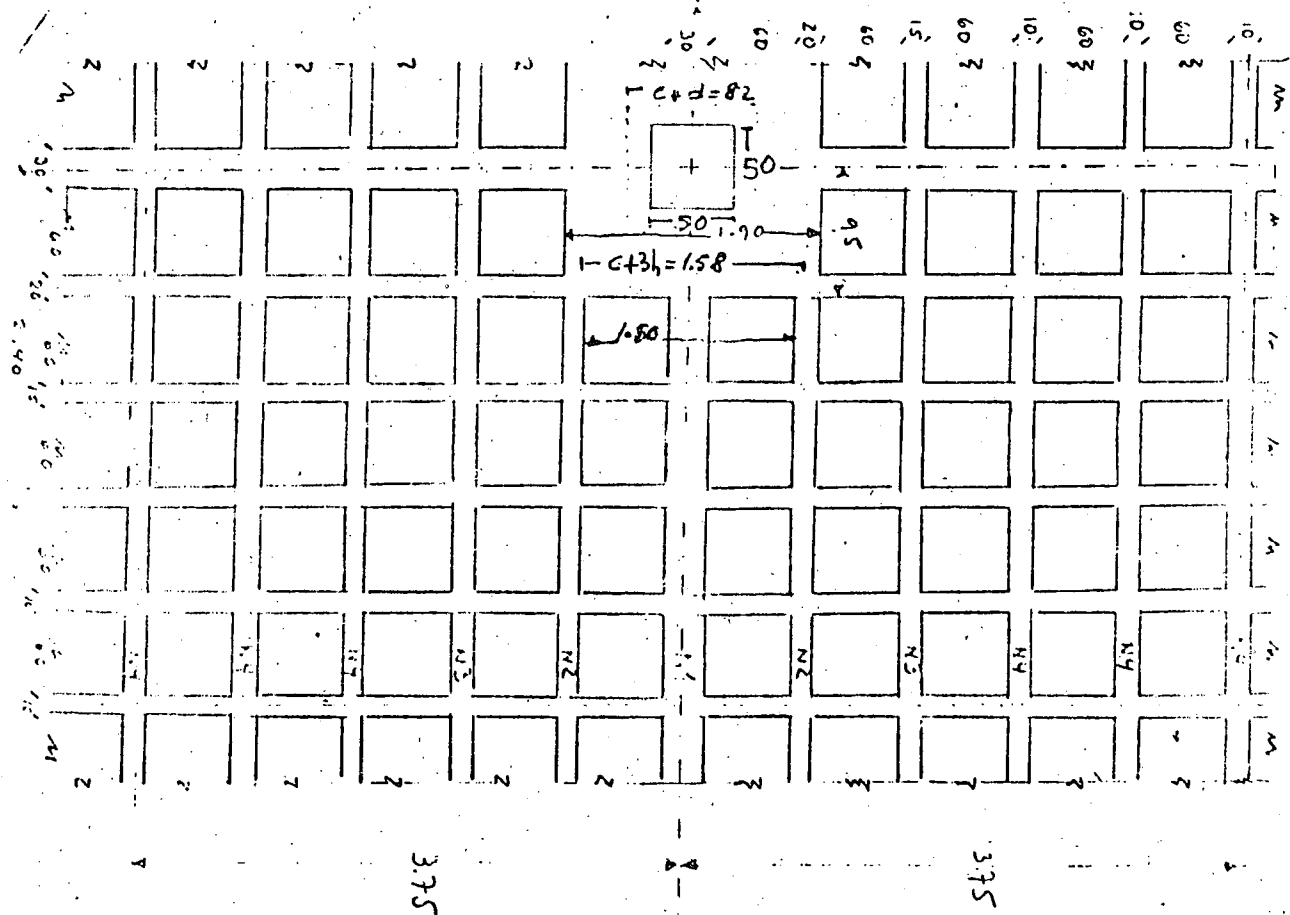
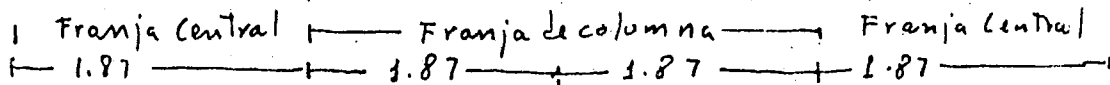
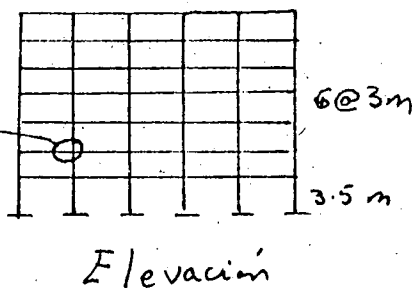
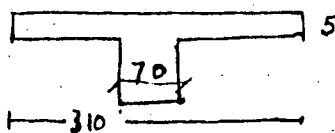
efectivo = 32 cm



Viga equivalente para análisis

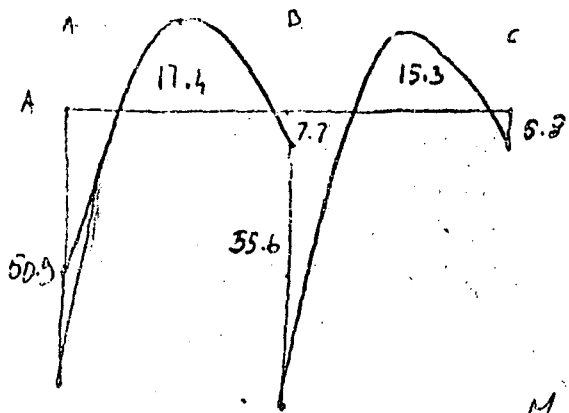
$0.5l_e = \frac{0.5L_z}{1+1.67L_z/l_1} + 0.3C = \frac{0.5 \times 7.5}{1+1.67} + 0.3 \times 5$ Conexión a diseñar

$0.5l_e = 1.55$; $l_e = 3.10$

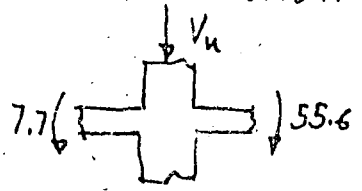


Distribución de nervaduras en un tablero típico

Momentos de diseño (últimos) para la condición carga vertical más viento



Fuerzas en la conexión



Resulta $V_u = 58.9 \text{ Ton}$ Fuerza constante directa

Momento de desbalanceo

$$M_0 = 55.6 + 7.7 = 47.9 \text{ Ton-m}$$

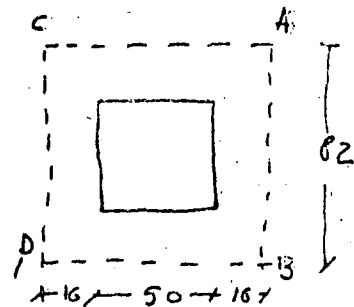
a) Diseño por constante de la conexión

$$A_c = 4(c+d)d = 4 \times 82 \times 32 = 10500 \text{ cm}^2$$

$$J_c = \frac{2}{3}(c+d)^3 d + \frac{1}{6}(c+d)d^3 = 12,200,000 + 470,000$$

$$J_c = 12.6 \times 10^6 \text{ cm}^4$$

$\alpha = 0.4$ para columnas cuadradas



$$V_{AB} = \frac{V_u}{A_c} + \alpha \frac{M_u}{J_c} \left(\frac{c+d}{2} \right) =$$

$$= \frac{58900}{10700} + 0.4 \times \frac{47.9 \times 10^5}{12.6 \times 10^6} \left(\frac{82}{2} \right) = 5.5 + 6.2 = 11.7 \text{ Kg/cm}^2$$

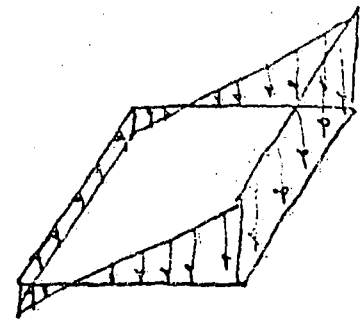
$$V_{CD} = 5.5 - 6.2 = -0.7$$

Esfuerzo resistente del concreto

$$V_c = F_R \sqrt{f_c^*} \quad f_c^* = 0.8 f_c' \quad F_R = 0.8 \text{ para constante}$$

$$V_c = 0.8 \sqrt{160} = 10.1 \text{ Kg/cm}^2 < 11.7 \quad \text{Se requiere refuerzo}$$

El refuerzo se colocará en una viga ahogada en la losa, con un ancho $c+d$ y un peralte d



La viga deberá ser capaz de resistir una fuerza cortante total

$$V_u = v_{uAB} b d = v_u (c+d) d = 11.8 \times 82 \times 32$$

$$V_u = 31 \text{ ton}$$

El concreto de la viga resiste un esfuerzo

$$v_c = 0.5 F_e \sqrt{f_c^*} = 5.05 \text{ Kg/cm}^2$$

Se requieren estribos para resistir una fuerza

$$V_s = V_u - V_c = 31000 - 5.05 \times 82 \times 32 = 17.8 \text{ ton}$$

Usando E#2.5 de 4 varas $A_v = 4 \times 0.49 = 1.96 \text{ cm}^2$

$$s = \frac{F_e A_v f_y d}{V_u - V_c} = \frac{0.8 \times 1.96 \times 4200 \times 32.5}{17800} = 12 \text{ cm}$$

$$s_{\min} = d/2 = 16 \text{ cm} > 12$$

$$s_{\min} = \frac{F_e A_v f_y}{3.5 b} = \frac{0.8 \times 1.96 \times 4200}{3.5 \times 82} = 23 \text{ cm} > 12 \text{ cm}$$

Se usarán E#2.5 de 4 varas @ 12 cm

b) Diseño por flexión de la losa en la sección del eje B

Se tiene que resistir un momento negativo

$$M_u = 55.6 \text{ ton-m}$$

De este

$$75\% \text{ en franja de columna} = 0.75 \times 55.6 = 41.7 \text{ ton-m}$$

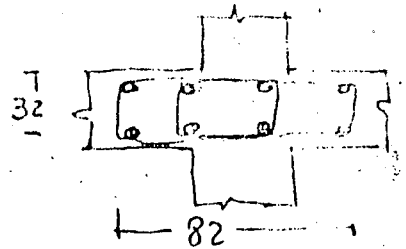
$$25\% \text{ - - central} = 0.25 \times 55.6 = 13.9 \text{ ton-m}$$

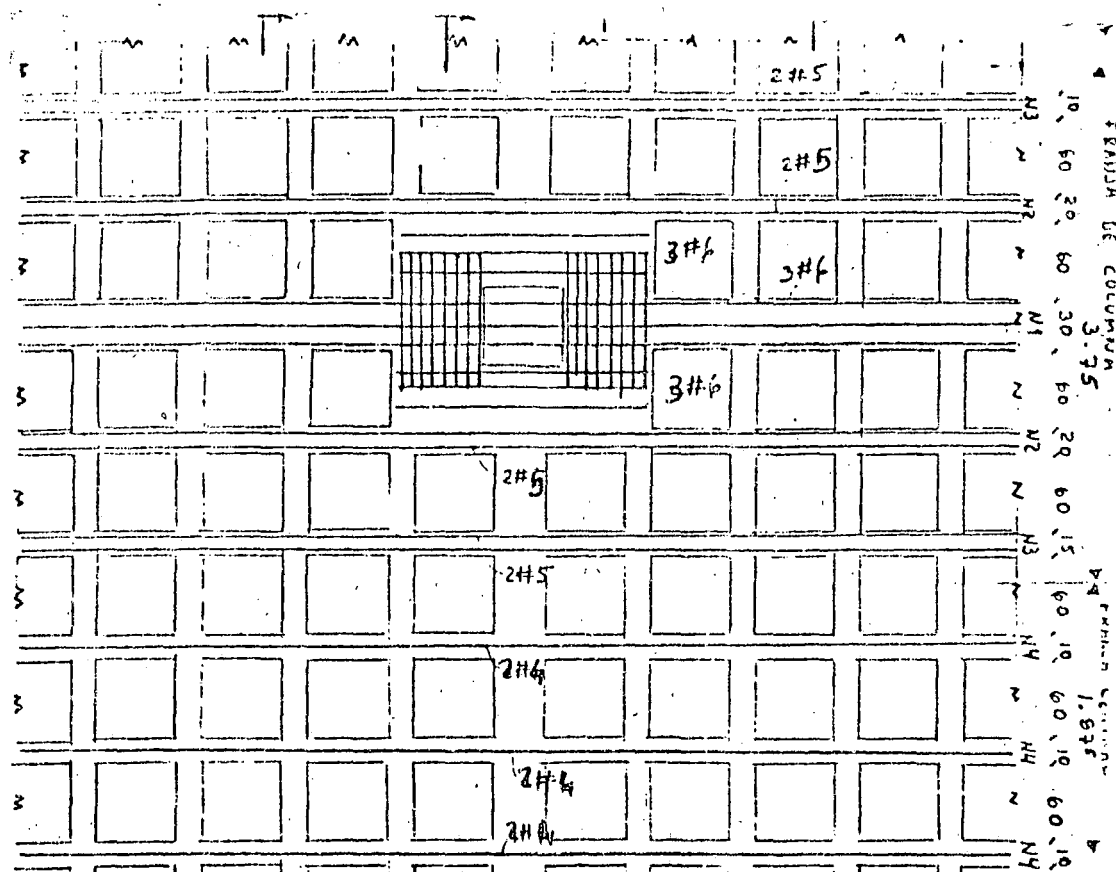
Además en un ancho $c+3h$ debe resistirse $(1-\alpha)$ veces el momento de desbalanceo $= 0.6 \times 47.9 = 28.7 \text{ ton-m}$

La franja $c+3h = 50 + 3 \times 36 = 158 \text{ cm}$ queda dentro de la zona maciza el área de acero necesaria resulta (de gráficas de diseño por flexión)

$$A_s = 25.7 \text{ cm}^2 \quad 9\#6 = 25.7 \text{ cm}^2$$

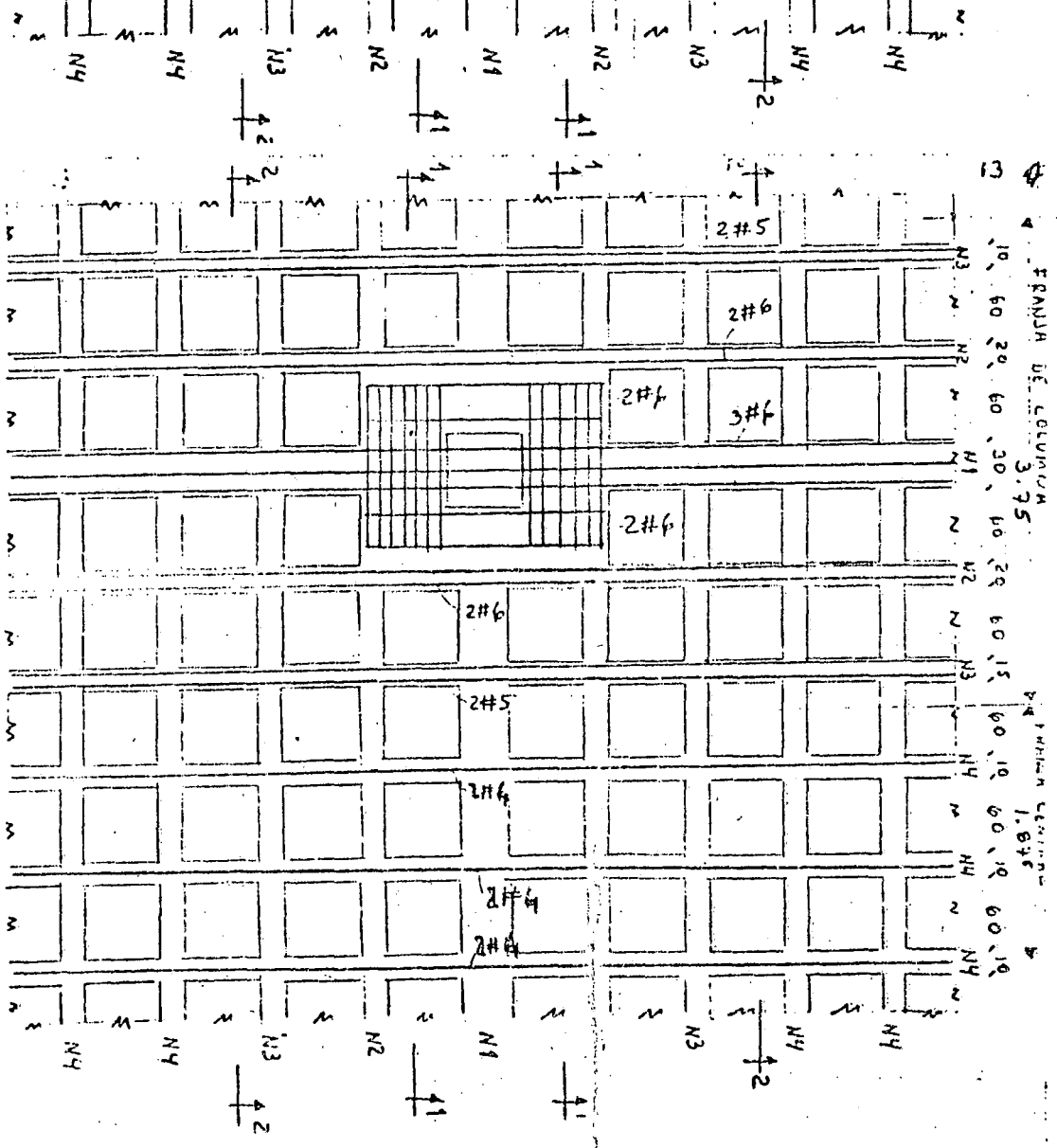
En el resto de franja de columna debe resistirse $41.7 - 28.7 = 13 \text{ ton-m}$





REFUERZO NEGATIVO

Solo se muestra el refuerzo en una direccion. El refuerzo en la otra direccion es el mismo.



REFUERZO POSITIVO

Este momento debe ser resistido por las 4 nervaduras de esta zona (2 de 16 cm y 2 de 15 cm)

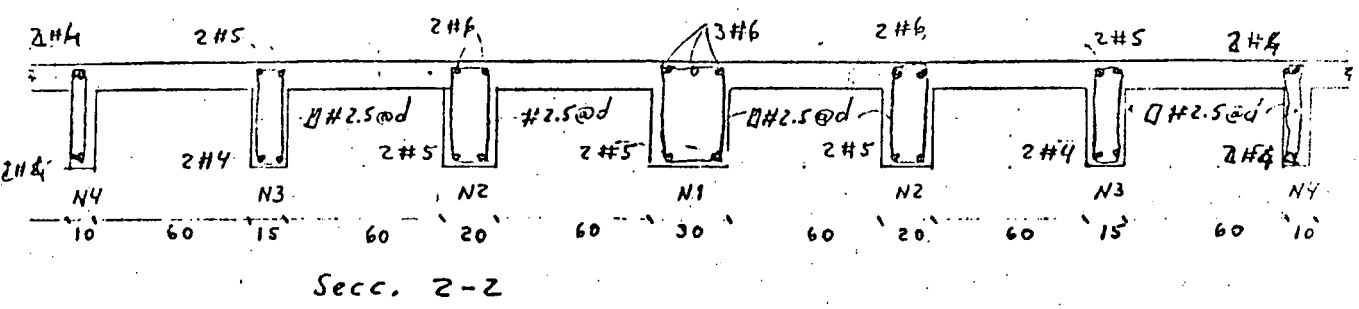
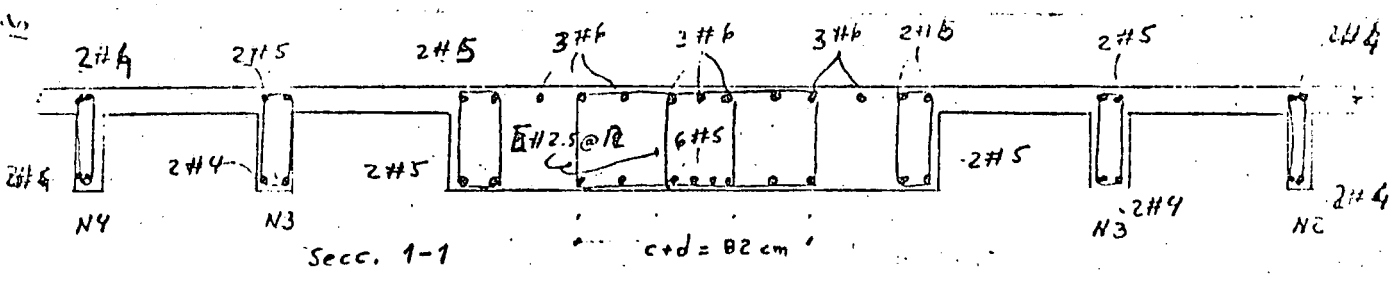
para resistir ese momento se requiere una cantidad de refuerzo de 0.0055 que corresponde a 2.9 cm² en las nervaduras de 16 cm a 2.7 cm² - - - - - 15 cm

En la franja central para resistir el momento negativo de 13.9 ton-m se tienen 5 nervaduras de 10 cm y se requiere una cantidad de refuerzo de $\rho = 0.008$, que equivale a un area de refuerzo en cada nervadura de $A_s = 0.008 \times 10 \times 32.5 = 2.6 \text{ cm}^2$

Para el refuerzo de momento positivo en el extremo se colocara 50% del refuerzo negativo, ya que según el diagrama de momentos no aparecen momentos positivos en esa zona.

Para refuerzo de momento positivo en el centro del claro vigle la condición carga muerta más carga viva de la que resulte un momento de 23.5 ton-m del que tiene resistirse un 60% en las 6 nervaduras de franja de columna y 40% en las 5 nervaduras de franja central

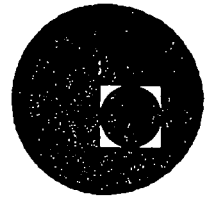
El refuerzo resultante se muestra a continuación



Refuerzo en el apoyo y en el centro del claro



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



III CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERIA SISMICA

DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOS



M. en I. Tarsicio E.
Bazán Zurita.

Julio-Agosto, 1977.

Palacio de Minería

Calle de Tacuba 5,

primer piso.

México 1, D. F.

Tel: 521-40-20



Unitario Nacional de Obrero
 Sindicato de Obrero de la Industria
 de la Construcción de la Capital



1950

1950

1950

1950

4. APLICACIONES

En México las solicitaciones laterales predominantes son frecuentemente las debidas a sismo. En este capítulo se describe el análisis sísmico estático de edificios de acuerdo con lo que estipula la ref 1. Se explica también la manera de determinar las propiedades geométricas (áreas, momentos de inercia, etc), de los distintos elementos que componen los sistemas planos que constituyen el edificio, ya que los resultados del análisis estructural dependen mucho de estas propiedades.

4.1 Procedimientos para el análisis sísmico estático

Para efectuar el análisis sísmico estático de un edificio cumpliendo con lo estipulado en la ref 1 y usando los métodos matriciales expuestos en este trabajo, es conveniente partir a la matriz de rigideces lateral del edificio \underline{K} en forma tal que:

$$\underline{K} = \begin{bmatrix} \underline{K}_{LL} & \underline{K}_{L\theta} \\ \underline{K}_{L\theta}^T & \underline{K}_{\theta\theta} \end{bmatrix}$$

donde los subíndices L y θ se refieren, respectivamente, a los desplazamientos laterales y a los giros de los pisos del edificio. Luego se puede adoptar el siguiente procedimiento:

- a) Se escogen dos direcciones ortogonales X y Y en la planta del edificio.
- b) Para cada dirección:
 - b.1. Se determina la fuerza horizontal aplicada en el centro de masas de cada piso i , usando la fórmula de distribución triangular y el coeficiente sísmico dados en la ref 1. Sea \underline{F} el vector formado por estas fuerzas.
 - b.2. Se calculan los desplazamientos laterales $\underline{\delta}_o$ del edificio, sin tomar en cuenta ninguna excentricidad de las fuerzas, con la expresión:

$$\underline{\delta}_o = \underline{K}_{LL}^{-1} \underline{F}$$

- b.3 Se calculan los momentos producidos por la excentricidad directa, con la expresión:

$$\underline{M}_d = -\underline{K}_{L\theta}^T \underline{\delta}_o$$

y se los acumula para obtener los momentos torsionantes en los entrepisos \underline{M}_d^* .

- b.4 Se calculan los momentos torsionantes en los entrepisos \underline{M}_d^* , de-

bidos a las excentricidades accidentales. Para el entrepiso i el momento vale:

$$M_{ai}^* = 0.1 b_i V_i$$

donde b_i es la dimensión máxima de la planta i del edificio, medida perpendicularmente a la dirección en que están aplicadas las fuerzas sísmicas, y V_i , el cortante en el entrepiso i .

- b.5 Para cada nivel i se calculan las siguientes combinaciones de momentos torsionantes:

$$M_{1i}^* = 1.5 M_{di}^* + M_{ai}^*$$

$$M_{2i}^* = M_{di}^* - M_{ai}^*$$

- b.6 Con los valores obtenidos en el paso anterior se calculan los respectivos momentos en los niveles \underline{M}_1 y \underline{M}_2 , de la misma manera que se pueden calcular las fuerzas aplicadas en los niveles a partir de las fuerzas cortantes en los entrepisos; es decir, en el último nivel el momento aplicado es igual al momento de torsión en el último entrepiso, y en los demás niveles, es la diferencia entre el momento torsionante del entrepiso inferior y el del entrepiso superior.
- b.7 Se calculan los giros y desplazamientos que producen los momentos \underline{M}_1 y \underline{M}_2 resolviendo los sistemas de ecuaciones:

$$\begin{bmatrix} K_{LL} & K_{L\theta} \\ K_{L\theta}^T & K_{\theta\theta} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \delta_i \\ \theta_i \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ M_i \end{bmatrix} \quad i = 1, 2$$

b.8 La ref 1 considerar dos combinaciones de giros y desplazamientos:

Combinación	Desplazamientos	Giros
(1)	$\frac{\delta}{\delta_0} + \frac{\delta}{\delta_1}$	$\frac{\theta}{\theta_1}$
(2)	$\frac{\delta}{\delta_0} + \frac{\delta}{\delta_2}$	$\frac{\theta}{\theta_2}$

Para todos los niveles de cada sistema plano m se calculan los desplazamientos de entrepiso producidos por estas combinaciones y se escogen los que tengan mayor valor absoluto. Sea Δ_m^x el vector formado por estos valores cuando el sismo actúa en la dirección x , y , Δ_m^y el correspondiente a la dirección Y .

c) Para cada entrepiso i de cada sistema plano m se calculan $(\Delta_{mi}^x + 0.3 \Delta_{mi}^y)$ y $(0.3 \Delta_{mi}^x + \Delta_{mi}^y)$. Se utilizará el mayor de estos valores para calcular los elementos mecánicos producidos por el mismo.

Nótese que el paso b.3 suman los momentos M_d aplicados en los niveles para obtener momentos torsionantes en los entrepisos, posteriormente, en el paso b.6, se hacen diferencias entre momentos de entrepiso para obtener momentos en los niveles. Estas operaciones son necesarias porque los momentos debidos a excentricidad directa no siempre tienen el mismo sentido en todos los niveles del edificio.

En el apéndice E se presenta un procedimiento eficiente para efectuar las operaciones matriciales necesarias para el cálculo de giros, desplazamientos y momentos torsionantes. Este procedimiento se siguió para elaborar el programa del apéndice F.

4.2 Determinación de propiedades geométricas

Las propiedades geométricas necesarias para el análisis estructural son las longitudes de los claros y los momentos de inercia y las áreas de las secciones transversales de las vigas, columnas y muros que constituyen el edificio. Son bien conocidos los procedimientos para calcular estas propiedades cuando las dimensiones de las secciones transversales se conocen en forma precisa, como es el caso usual para las columnas.

Las vigas generalmente se cuegan monolíticamente con las losas, cuyo aporte se considera en la forma de anchos efectivos que conducen a una viga T o L. En la fig 9 se explica la manera de determinar el ancho efectivo de acuerdo con la sección 8.7 de la ref 10. En rigor, estos anchos efectivos han sido deducidos para cargas verticales y podrían ser diferentes para cargas laterales, sin embargo se pueden usar mientras se estudie este problema.

En la sección 13.4 de la ref 10 se propone una estructura equivalente para análisis de estructuras con pisos de losas planas, en esta estructura se considera como ancho efectivo de la losa todo el ancho disponible. Para cargas laterales Allen y Darvall han demostrado, en la ref 11, que el ancho efectivo es menor, y presentan gráficas para determinar su valor. Estas gráficas se reproducen en la fig 15.

Los muros orientados en distintas direcciones en planta se cuegan usualmente en forma monolítica y al considerarlos como columnas de un sistema plano tienen secciones cajón C, L o T, debido a que los muros perpendiculares funcionan como parti-

nes. Los anchos efectivos de estos patines puede determinarse de la misma manera que para vigas coladas con losas como se aprecia en la fig 9 (la expresión que usualmente rige en muros es $8t$ ó $6t$, según el caso). En el ejemplo del siguiente capítulo se usan estos criterios para determinar las propiedades de los muros.

Las longitudes de los claros son usualmente bien conocidas. Un caso especial es el de las vigas conectadas con muros, ya que tienen, según la hipótesis (v) de la sección 2.1, una zona con rigidez normal y una o dos zonas con rigidez infinita (que están dentro de los muros). Sin embargo la región en la que la viga entra al muro la rigidez tendrá un valor de transición que no se está considerando. Michael (ref 20) ha establecido que este efecto se puede tomar en cuenta considerando como claro libre de la viga el real más el peralte de la misma, siempre que la relación del ancho del muro al peralte de la viga sea mayor que tres; de no ser así el aumento del claro libre es menor. Cuando en los extremos de los muros existan columnas coladas monolíticamente con ellos, de dimensiones mayores que el ancho del muro, no es necesario aumentar su longitud del claro libre.

5. EJEMPLO ILUSTRATIVO

Con la finalidad de aclarar el procedimiento de análisis tridimensional y sus aplicaciones se presenta en este capítulo un ejemplo ilustrativo, que representa un caso típico de los edificios que se construyen en México.

5.1 Descripción general del ejemplo

Se considera un edificio de 6 niveles, que tienen todos la misma planta mostrada en la fig 10, donde se aprecian las distancias entre ejes y la ubicación del centro de masas. En la tabla que acompaña a esta figura se dan las alturas de los entrepisos y las dimensiones de las columnas que son iguales en un mismo entrepiso. Las vigas son todas iguales y su momento de inercia vale 0.0055 m^4 . Se supone que el edificio es de concreto, con un módulo de elasticidad de $2'000,000 \text{ ton/m}^2$ y que todos los muros tienen 0.15 m de espesor y están colados monolíticamente con las columnas. Las cargas laterales son las debidas a sismo.

5.2 Determinación de cargas laterales y propiedades geométricas

En la tabla de la fig 10, se muestran las cargas laterales debidas a sismo que debe soportar el edificio. Las fuerzas se han obtenido usando la conocida distribución triangular, suponiendo que el coeficiente sísmico es igual a 0.08 en ambas direcciones y que el edificio pesa 1 ton/m^2 por cada planta. Las excentricidades accidentales para obtener los momentos son 0.90 m para el sismo actuando en la dirección X y 1.88 m cuando actúa en la dirección Y. Como las excentricidades son iguales en todos los pisos, en momentos en los niveles se calculan simplemente multiplicando las fuerzas en los niveles por la respectiva excentricidad, lo cual coincide con seguir los pasos III y IV indicados en la sección 4.1. Una ilustración más amplia de la forma de obtener estas cargas se da en la sección 3.1 de la ref 12.

Los momentos⁶ de inercia las columnas se calculan con la expresión $bh^3/12$. Las secciones efectivas de los muros se obtuvieron considerando a las columnas y el ancho efectivo de los muros perpendiculares ($\text{rige } \delta t = 0.90 \text{ m}$). En la fig 13 se muestran las secciones de los muros de los sistemas planos III y cc en los pisos superiores donde las columnas son de 0.30 m de lado. Las áreas de cortante se calcularon como el ancho del muro por su espesor, o sea sin considerar el área total de las columnas ni los patines. Los valores numéricos y las posiciones de los centros de gravedad respectivos se dan en la fig 13.

Los momentos de inercia de las columnas de sistemas planos inclinados como el eje, deben calcularse para ejes inclinados, por ejemplo con círculo de Mohr. En este

caso, como las columnas son cuadradas los momentos de inercia son los mismos en cualquier dirección.

5.3 Análisis tridimensional

Para fines de efectuar el análisis tridimensional se considera el edificio formado por los siguientes sistemas planos: I, II y III, aa, bb, cc, dd, y ee cuya ubicación en planta se muestra en la fig 10, donde las flechas indican los sentidos positivos de sus desplazamientos laterales. Las flechas que están junto al centro de masas corresponden a los sentidos positivos de los desplazamientos laterales y giros de los pisos. Así quedan definidos todos los grados de libertad en los que se basa el análisis tridimensional. En este ejemplo se utiliza el método simplificado expuesto en la sección 2.4 de este trabajo.

El paso I consiste en determinar las matrices de rigideces de cada sistema plano.

Para este fin los numeraremos de la siguiente manera:

1 sistema plano I I

2 sistema plano II II

3 sistema plano III III

4 sistema plano a a

5 sistema plano b b

6 sistema plano c c

7 sistema plano d d

8 sistema plano e e

En la fig 11 se muestra un esquema del sistema 1 (I I), cuyo sistema equivalente, según lo expuesto en el capítulo 3 de este trabajo, se forman dos componentes básicos: el primero incluye a las columnas de dimensiones normales y el segundo, a los muros. Las propiedades de estos componentes básicos se determinan como se indica en la sección 3.2.

Para componente 1, que tiene una sola columna por nivel, numerando los niveles de abajo hacia arriba, resulta:

$$(EI)_1 = (EI)_2 = (EI)_3 = 2 \times 10^6 \times 0.0021333 = 4266.7 \text{ Tn-m}^2$$

$$(EI)_4 = (EI)_5 = (EI)_6 = 2 \times 10^6 \times 0.000675 = 1250.0 \text{ ton-m}^2$$

$$\left(\frac{EI}{L}\right)_1 = \left(\frac{EI}{L}\right)_2 = \left(\frac{EI}{L}\right)_3 = 2 \times 2 \times 10^6 \times 0.00255 \left(\frac{1}{7} \times \left(\frac{7}{4.8}\right)^3 + \frac{1}{6} \times \left(\frac{6}{4.8}\right)^3\right) = 11211.252 \text{ Tn-m}$$

donde los valores de λ son $\frac{4.8}{7}$ para el claro de 7 m y $\frac{4.8}{6}$ para el claro de 6m, además:

$$\left(\frac{EI}{L}\right)_4 = \left(\frac{EI}{L}\right)_5 = \left(\frac{EI}{L}\right)_6 = 2 \times 2 \times 10^6 \times 0.00255 \left(\frac{1}{7} \times \left(\frac{7}{4.85}\right)^3 + \frac{1}{6} \times \left(\frac{6}{4.85}\right)^3\right) = 10815.560 \text{ Tn-m}$$

esta vez los valores de λ son $\frac{4.85}{7}$ y $\frac{4.85}{6}$ para los claros de 7 m y 6 m, respectivamente; las diferencias con los valores anteriores provienen del cambio de dimensiones en las columnas.

$G\Omega$ vale cero para todos los niveles, ya que no se consideran las deformaciones por cortante en las columnas.

Para el componente 2, tenemos:

$$(EI)_1 = (EI)_2 = (EI)_3 = 2 \times 10^6 \times (2 \times 1.8675) = 7470000 \text{ Tn-m}^2$$

$$(EI)_4 = (EI)_5 = (EI)_6 = 2 \times 10^6 \times (2 \times 1.3545) = 5418000 \text{ Tn-m}^2$$

$$(G\Omega)_1 = (G\Omega)_2 = (G\Omega)_3 = (G\Omega)_4 = (G\Omega)_5 = (G\Omega)_6 = \\ = 833333 \times (0.6 \times 2) = 1000000. \text{ Ton}$$

$$\left(\frac{EI}{L}\right)_1 = \left(\frac{EI}{L}\right)_2 = \left(\frac{EI}{L}\right)_3 = 11211.252 \text{ Tn-m}$$

$$\left(\frac{EI}{L}\right)_4 = \left(\frac{EI}{L}\right)_5 = \left(\frac{EI}{L}\right)_6 = 10815.560 \text{ Tn-m}$$

nótese que los valores de $\frac{EI}{L}$ son los mismos que para el componente 1.

En la fig 12 se muestra un esquema del sistema 2 (II II), cuyo equivalente tiene un solo componente básico ya que todas las columnas son iguales entre sí. Las propiedades de este componente son:

$$(EI)_1 = (EI)_2 = (EI)_3 = 2 \times 10^6 \times (5 \times 0.0021333) = 21333. \text{ Tn-m}^2$$

$$(EI)_4 = (EI)_5 = (EI)_6 = 2 \times 10^6 \times (5 \times 0.000675) = 6750. \text{ Tn-m}^2$$

$G\Omega$ vale cero para todos los niveles y

$$\frac{EI}{L} = 2 \times 10^6 \times 0.00255 \left(\frac{2}{4} + \frac{2}{5} + \frac{2}{4} + \frac{2}{5}\right) = 18360. \text{ Tn-m}$$

también en todos los niveles.

De manera similar se pueden definir los sistemas equivalentes correspondientes a los demás sistemas planos.

Conocidas las propiedades que definen los sistemas equivalentes, se calculan sus respectivas matrices de rigideces laterales, de la forma que se explica en la sección 3.3.

Los resultados que se obtienen para los sistemas planos I I y II II de este ejemplo, se adjuntan en la tabla 3.

Conocidas las matrices de rigideces laterales de todos los sistemas planos se puede efectuar el paso II del análisis tridimensional, que consiste en calcular la matriz de rigideces del edificio completo, haciendo las transformaciones descritas en el apéndice C, para lo cual se requiere determinar las distancias r_{ji} de cada sistema plano j a los centros de masa de los niveles i y los ángulos θ_j que forman las direcciones de los sistemas planos con la dirección u_j de los desplazamientos de los niveles. En este ejemplo, y siempre podrá ser así, u_j es la dirección positiva del eje X. Todos estos valores, obtenidos de la fig 10, se resumen en la tabla 1, los signos se han obtenido de la manera explicada en el apéndice C; el valor de θ_8 resulta de sumar 90° con el ángulo ψ cuya tangente es $1/5$, y los r_{8j} valen $9 \cos \psi$. Nótese que para cada sistema plano los valores de r_{ji} son los mismos en todos los niveles, porque la posición de los centros de masas no cambia, en planta, de un nivel a otro.

Con los valores de la tabla 1 se pueden efectuar las operaciones indicadas en el apéndice C para obtener las matrices de rigideces transformadas \underline{K}_i^* de cada uno de los sistemas planos, y sumándolas se obtiene la matriz de rigideces del edificio completo.

Una vez conocida la matriz de rigideces global del edificio se puede ejecutar el paso III del análisis tridimensional, que consiste en calcular los desplazamientos globales \underline{U} . En la tabla 4 se dan los resultados que se obtienen para los cuatro casos de carga indicados en la fig 10.

A partir de estos valores de los desplazamientos globales \underline{U} se pueden calcular los desplazamientos laterales de todos los sistemas planos usando la expresión C 3 del apéndice C, puesto que la matriz \underline{B} de tal expresión se puede definir completamente con los valores de la tabla 1. Con la finalidad de probar la bondad de los resultados obtenidos con el método simplificado, se han calculado los desplazamientos laterales en los sistemas planos III III y aa y se los ha comparado en la tabla 2 con los que da el programa TABS, que usa el método general, y que pueden ser considerados como exactos. Los sistemas III III y aa son los que más se desplazan con los correspondientes sistemas de cargas y en consecuencia para ellos las diferencias serán más marcadas. En la tabla 2 se aprecia que los errores del método simplificado son menores que 1% es decir que este método proporciona una excelente aproximación para los valores de los desplazamientos laterales.

5.4 Análisis sísmico estático

El procedimiento para efectuar el análisis sísmico estático, satisfaciendo los requisitos de la ref 1, se describió en la sección 4.1 de este trabajo. Se ilustrará en esta sección como seguirlo para el ejemplo presentado en este capítulo.

En la fig 10 se muestran las direcciones X y Y escogidas y los valores de las fuer

zas horizontales debida a sismo en ambas direcciones, con lo cual se han efectuado los pasos a y b.1; también se dan los momentos aplicados en los pisos, debidos a excentricidades accidentales, con los cuales se pueden calcular, por sumas, los momentos torsionantes de entrepiso que se piden en el paso b.4.

Los pasos b.2 y b.3 y posteriormente el paso b.7 requieren la ejecución de muchas operaciones, con varias cifras de precisión.

Si se efectúan como se propone en el apéndice E el número de operaciones se reduce apreciablemente, pero aún así es excesivo como para efectuarse manualmente, por lo que es recomendable, aunque no indispensable, usar una computadora pequeña para la ejecución de estos pasos.

Con la finalidad de facilitar el procedimiento propuesto para el análisis sísmico, se elaboró el programa descrito en el apéndice F. Este programa necesita como datos las propiedades de los componentes básicos de todos los sistemas planos y su ubicación en planta, que se obtienen como se describió en la sección 5.3, también es necesario proporcionar los valores de las fuerzas sísmicas y los momentos debidos a excentricidades accidentales en las direcciones X y Y. Con base en esta información el programa ejecuta todos los demás pasos del análisis sísmico, incluyendo todas las combinaciones de momentos y las de desplazamientos. Como resultado se obtienen los desplazamientos máximos de todos los entrepisos de cada uno de los sistemas planos. El apéndice F incluye un instructivo detallado del programa, el listado correspondiente y los resultados que se obtienen en el ejemplo de este capítulo.

5.5 Elementos mecánicos

Conocida la combinación final más desfavorable de desplazamientos para un sistema plano, se pueden calcular los elementos mecánicos en sus vigas, columnas y muros por el método de Cross sin desplazamientos, puesto que estos ya tienen un valor fijo conocido. Hay momentos de empotramiento en todas las columnas, iguales a $\frac{6EI \delta}{(1 + \alpha) h^2}$ donde δ es el desplazamiento de entrepiso correspondiente a la columna o muro.

Deben tomarse en cuenta las deformaciones por cortante en los muros y las zonas infinitamente rígidas en las vigas, usando coeficientes de rigidez y factores de transporte modificados, que se dan en las tablas del apéndice D. Para ilustrar el uso de estas tablas considérese el sistema plano de la fig 1, con los siguientes valores numéricos:

I de todas las columnas = I_0

I de todas las vigas = I_0

Para los muros de ancho w_1 : $I = 100 I_0$, $\Omega = 1000 I_0/L^2$ y $w_1 = L$

Para los muros de ancho w_2 : $I = 20 I_0$, $\Omega = 500 I_0/L^2$ y $w_2 = 0.5L$

$L_1 = L_2 = L_3 = L_4 = 2L$

$h_1 = h_2 = h_3 = h_4 = h_5 = L$

$G = 0.4 E$

La idealización de este sistema como una estructura esquelética formada por barras se muestra en la fig 2. A continuación se calculan los factores de distribución y de transporte para los nudos 1, 2 y 3.

Para la viga que está entre los nudos 1 y 2, de acuerdo con la fig 4, se tiene:

$$\mathcal{J} = (w_1 / 2) / L_1 = (L/2)/(2L) = 0.25, \quad \beta = (w_2/2)/L_1 = (0.5 L/2) / (2L) = 0.125,$$

se entra a la tabla 2 del apéndice D con $\beta = 0.10$ y $\mathcal{J} = 0.25$ y con $\beta = 0.15$ y $\mathcal{J} = 0.25$; interpolando los resultados encontramos que el coeficiente de rigidez para

el nudo 1 (que está en la columna DGG) es: $(3.996 + 4.618)/2 = 4.307$, por este valor debe multiplicarse la relación l/L de la viga para hallar los factores de distribución en el nudo 1. El coeficiente de rigidez para el nudo 2, está en la

columna DBB y vale, interpolando: $(2.358 + 3.229) / 2 = 2.794$. El factor de

transporte del nudo 1 al 2 viene en la columna TGB y vale $(0.5717 + 0.6541)/2$

$= 0.6129$, y el factor de transporte de 2 a 1, que viene en la columnas

TBG es: $(0.9691 + 1.0648)/2 = 1.0169$

Para la viga que está entre los nudos 2 y 3 se tiene $\mathcal{J} = (w_2/2) / L_2 = (0.5L/2)/(2L)$

$= 0.125$ y $\beta = 0.0$, entramos a las tablas con $\beta = 0.10$ y $\mathcal{J} = 0.15$ e in-

terpolando tenemos:

Coeficiente de rigidez en el nudo 2: $(1.5526 + 1.9092)/2 = 1.7309$

Coeficiente de rigidez en el nudo 3: $(1.1111 + 1.1765)/2 = 1.1438$

Factor de transporte de 2 a 3: $(0.4865 + 0.4712)/2 = 0.4788$

Factor de transporte de 3 a 2: $(0.6667 + 0.7647)/2 = 0.7157$

La viga que está entre los nudos 3 y 4 no tiene zonas extremas infinitamente rígidas, entonces $\mathcal{J} = \beta = 0$ y el coeficiente de rigidez y el factor de transporte valen 1.0 y 0.5, respectivamente.

Para las columnas de ancho w_1 se tiene:

$$\alpha = (12 EI) / (h^2 G \Omega) = 12 E \times 100 I_o / (L^2 \times 0.4 E \times 1000 I_o / L^2) = 3.0$$

y en la tabla 1 del apéndice D encontramos que el coeficiente de rigidez para los nudos 1 y 4 vale 0.4375 y que el factor de transporte de 1 a 4 (igual al de 4 a 1) es: - 0.1429.

Para las columnas de ancho w_2 se tiene: $\alpha = 12 E \times 20 I_o / (L^2 \times 0.4 E \times 500 I_o / L^2) = 1.2$ y en la misma tabla encontramos que el coeficiente de rigidez para los nudos 2 y 5 vale 0.5909 y que los factores de transporte de 2 a 5 y de 5 a 2 valen: 0.1538

A las columnas de dimensiones normales les corresponde $\alpha = 0$, en cuyo caso coeficiente de rigidez vale 1.00 y el factor de transporte 0.5.

Con todos estos datos se han preparado las tablas 5 y 6, en las cuales se aprecian los factores de distribución y los de transporte que habría que usar, en los nudos 1, 2 y 3, en el método de Cross.

Sin embargo los elementos mecánicos se pueden también calcular, con mayor precisión y rapidez, con la ayuda de una computadora. El programa que se presenta en el apéndice G se elaboró para este fin. Los datos que se necesita proporcionarle son la geometría y propiedades reales del sistema plano que se está analizando (sin simplificaciones) y los desplazamientos máximos de entrepiso obtenidos en el análisis sísmico. Los resultados que se obtienen son los momentos flexionantes en los extremos de las vigas, columnas y los muros que forman el sistema plano y los cortantes de piso. El programa permite considerar también las cargas verticales

y hacer distintas combinaciones entre éstas y las cargas sísmicas.

El apéndice G contiene un instrumento detallado de como proporcionar los datos al programa, un listado y los resultados que se obtienen al analizar el sistema plano II II para tres distintas combinaciones de cargas laterales y verticales. Los desplazamientos laterales son los obtenidos con el programa del apéndice F.

Entre los datos que se requieren están los factores de rigidez de las vigas, columnas y muros, los cuales están tabulados en el apéndice H, para tomar en cuenta las deformaciones por cortante y para los casos en que se tengan zonas extremas infinitamente rígidas. El uso de estas tablas es similar al de las del apéndice D.

Tabla 1. Datos para transformar los desplazamientos globales en desplazamientos laterales de los sistemas planos en el ejemplo ilustrativo.

i \ j	r_{ji}						ϕ_j
	1	2	3	4	5	6	
1	-4.5	-4.5	-4.5	-4.5	-4.5	-4.5	0.00
2	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.00
3	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5	0.00
4	-9.0	-9.0	-9.0	-9.0	-9.0	-9.0	90.00
5	-5.0	-5.0	-5.0	-5.0	-5.0	-5.0	90.00
6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	90.00
7	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	90.00
8	8.82	8.82	8.82	8.82	8.82	8.82	101.31

i = índice correspondiente a los niveles

j = índice correspondiente a los sistemas planos

los valores de r_{ji} están en m y los de ϕ_j en grados.

TABLA 4. DESPLAZAMIENTOS Y GIROS DE LOS CENTROS DE MASA DE LOS
PISOS DEL EDIFICIO DEL EJEMPLO ILUSTRATIVO

NIVEL	CASO DE CARGA	DESPLAZAMIENTO EN X (M)	DESPLAZAMIENTO EN Y (M)	GIRO (RAD)
1	FX	0.000665645	-0.00033453	0.000019741
	MX	0.000017796	-0.000037285	0.000022542
	FY	-0.000030580	0.000984774	-0.000041428
	MY	-0.000037174	0.000077884	-0.0000047088
2	FX	0.001598140	-0.000053115	0.000038930
	MX	0.000034884	-0.000082728	0.000052505
	FY	-0.000052343	0.002348500	-0.0000091069
	MY	-0.000072867	0.000172810	-0.000109676
3	FX	0.002755860	-0.000072761	0.000059415
	MX	0.000052949	-0.000135278	0.000088735
	FY	-0.000070183	0.004031290	-0.000150165
	MY	-0.000110605	0.000282580	-0.000185462
4	FX	0.004067660	-0.000092770	0.000081195
	MX	0.000072781	-0.000195381	0.000130052
	FY	-0.000091320	0.005948720	-0.0000217014
	MY	-0.000152032	0.000408130	-0.0000271663
5	FX	0.005430680	-0.000105477	0.000100577
	MX	0.0000905950	-0.000254345	0.000172109
	FY	-0.000105850	0.007933270	-0.0000282026
	MY	-0.000189244	0.000531300	-0.0000359516
6	FX	0.006770630	-0.000111354	0.000117099
	MX	0.000105851	-0.000309068	0.000212694
	FY	-0.000113647	0.009577260	-0.0000343539
	MY	-0.000221112	0.000645610	-0.0000444294

TABLA 3. MATRICES DE RIGIDECES LATERALES

***** SISTEMA PLANO I I

COMPONENTE BASICO 1

NIVEL	EI COLUMNA	EI/L VIGA	GA COLUMNA	ALTURA
1	4266.66700	11211.25200	0.00000	4.00
2	4266.66700	11211.25200	0.00000	3.00
3	4266.66700	11211.25200	0.00000	3.00
4	1350.00000	10815.56200	0.00000	3.00
5	1350.00000	10815.56200	0.00000	3.00
6	1350.00000	10815.56200	0.00000	3.00

COMPONENTE BASICO 2

NIVEL	EI COLUMNA	EI/L VIGA	GA COLUMNA	ALTURA
1	7470000.00000	11211.25200	1000000.00000	4.00
2	7470000.00000	11211.25200	1000000.00000	3.00
3	7470000.00000	11211.25200	1000000.00000	3.00
4	5418000.00000	10815.56200	1000000.00000	3.00
5	5418000.00000	10815.56200	1000000.00000	3.00
6	5418000.00000	10815.56200	1000000.00000	3.00

MATRIZ DE RIGIDECES LATERAL

781018.87	-303644.19	37771.46	12261.09	2838.18	1215.83
-303644.19	840842.31	-311394.27	35109.10	8108.21	3474.25
37771.46	-311394.27	814060.96	-308247.56	35506.15	15200.15
12261.09	35109.10	-308247.56	798857.09	-312066.51	64059.90
2838.18	8108.21	35506.15	-312066.51	759754.04	-201531.81
1215.83	3474.25	15200.15	64059.90	-201531.81	117241.83

***** SISTEMA PLANO II II

COMPONENTE BASICO 1

NIVEL	EI COLUMNA	EI/L VIGA	GA COLUMNA	ALTURA
1	21333.33300	18360.00000	0.00000	4.00
2	21333.33300	18360.00000	0.00000	3.00
3	21333.33300	18360.00000	0.00000	3.00
4	6750.00000	18360.00000	0.00000	3.00
5	6750.00000	18360.00000	0.00000	3.00
6	6750.00000	18360.00000	0.00000	3.00

MATRIZ DE RIGIDECES LATERAL

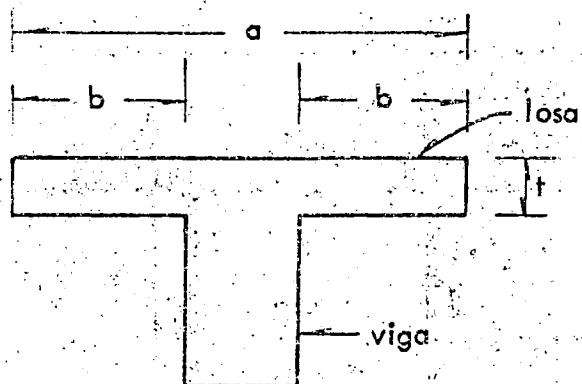
20934.18	-8604.83	1572.98	-85.74	5.30	-0.31
-8604.83	24322.06	-7970.67	692.83	-42.80	2.47
1572.98	-7970.67	12628.26	-3387.51	301.95	-17.44
-85.74	692.83	-3387.51	8498.36	-2983.85	258.95
5.30	-42.80	301.95	-2933.85	8406.03	-2686.19
-0.31	2.47	-17.44	258.95	-2686.19	2442.48

Tabla 5. Datos para utilizar el método de Cross en los nudos 1 y 2 del sistema de la fig 1.

N U D O 1			N U D O 2		
Elemento	Muro	Viga	Viga izq	Muro	Viga der.
Rigidez	$0.4375 \times \frac{100}{L} I_0$ $= 43.750 \frac{I_0}{L}$	$4.307 \frac{I_0}{2L}$ $= 2.154 \frac{I_0}{L}$	$2.794 \frac{I_0}{2L}$ $= 1.397 \frac{I_0}{L}$	$0.5909 \times \frac{20 I_0}{L}$ $= 11.820 \frac{I_0}{L}$	$1.7309 \times \frac{I_0}{2L}$ $= 0.865 \frac{I_0}{L}$
Factor de distribución	0.953	0.047	0.099	0.839	0.062
Factor de transporte	-0.1429 ↓	0.6129 →	1.0169 →	0.1538 ↓	0.4788 →

Tabla 6. Datos para utilizar el método de Cross en el nudo 3 del sistema de la fig 1.

Elemento	viga izquierda	columna	viga derecha
rigidez	$1.1438 \times \frac{I_0}{2L}$ $= 0.572 \frac{I_0}{L}$	$\frac{I_0}{L}$ $= 1.0 \frac{I_0}{L}$	$\frac{I_0}{2L}$ $= 0.5 \frac{I_0}{L}$
factor de distribución.	0.276	0.483	0.241
factor de transporte	0.7157 →	0.500 ↓	0.500 →

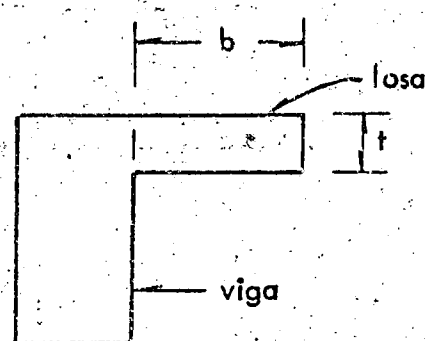


$$a \leq L_1/4$$

$$b \leq 8t$$

$$b \leq L_2/2$$

Viga T



$$b \leq L_1/12$$

$$b \leq 6t$$

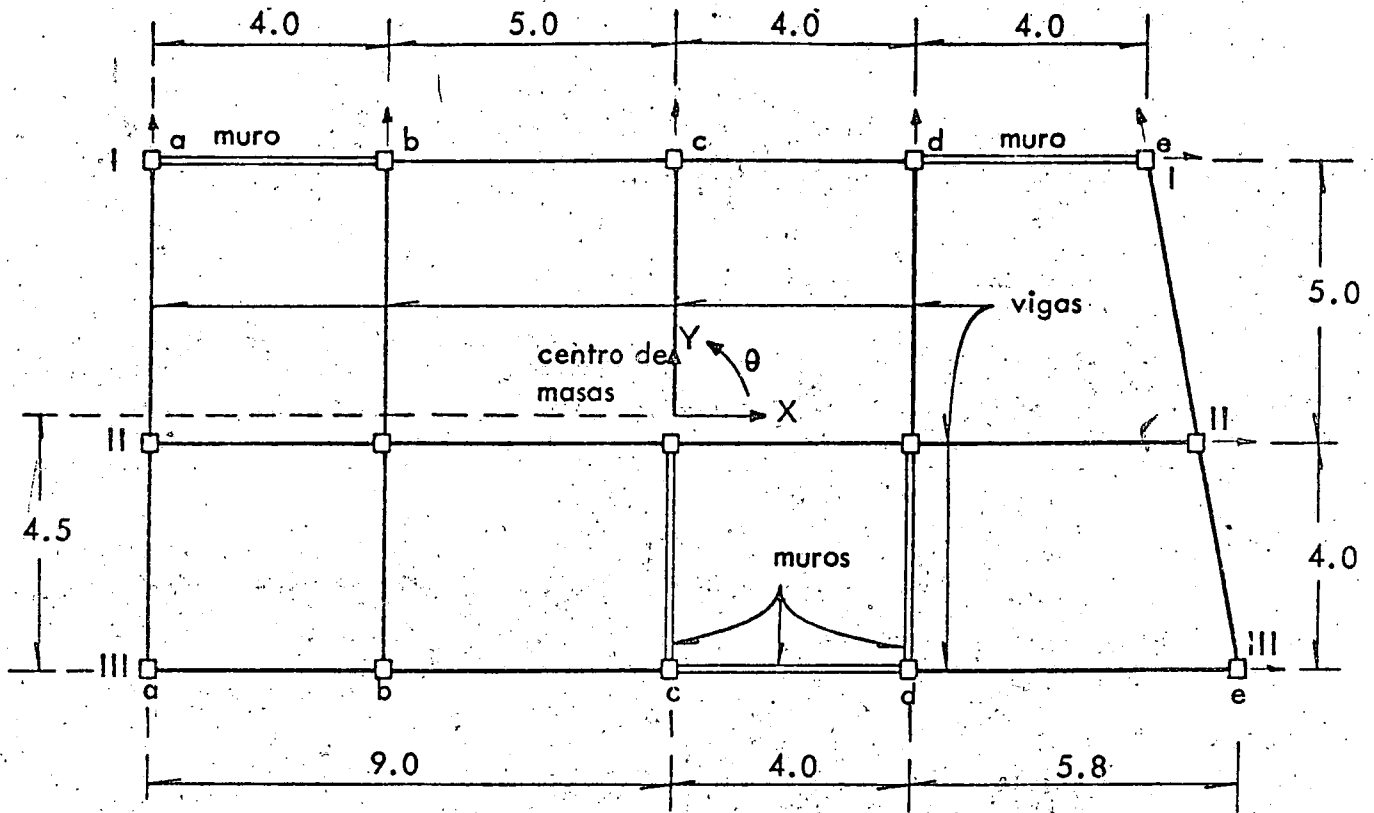
$$b \leq L_2/2$$

Viga L

L_1 = claro de la viga.

L_2 = distancia libre a la siguiente viga.

Fig 9. Anchos efectivos de vigas T y L.



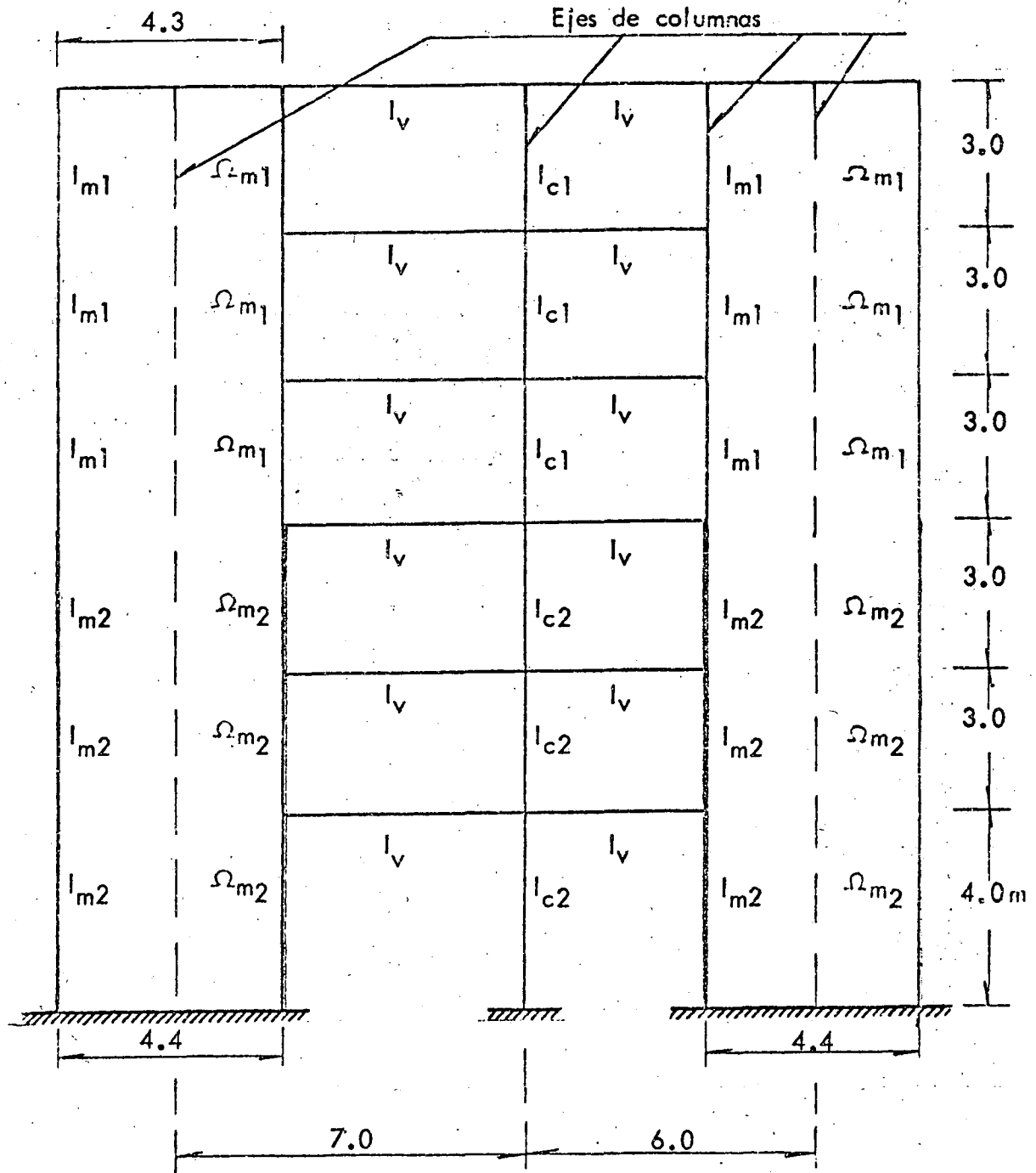
Planta de todos los pisos

Notas: espesor de los muros = 0.15 m
 módulo de elasticidad de todos los elementos = 2 000 000 ton/m²
 módulo de cortante de todos los elementos = 833 333 ton/m²
 momento de inercia de todas las vigas = 0.00255 m⁴
 las flechas indican los sentidos positivos de los desplazamientos laterales
 las distancias están en metros

Fuerzas (ton) y momentos (ton-m)

Nivel	Columnas (m x m)	Altura (m)	Por sismo en X		Por sismo en Y	
			F ^x	M ^x	F ^y	M ^y
1	.40 x .40	4.0	4.51	4.059	4.51	8.479
2	.40 x .40	3.0	7.89	7.101	7.89	14.833
3	.40 x .40	3.0	11.27	10.143	11.27	21.188
4	.30 x .30	3.0	14.65	13.185	14.65	27.542
5	.30 x .30	3.0	18.03	16.227	18.03	33.896
6	.30 x .30	3.0	21.41	19.269	21.41	40.251

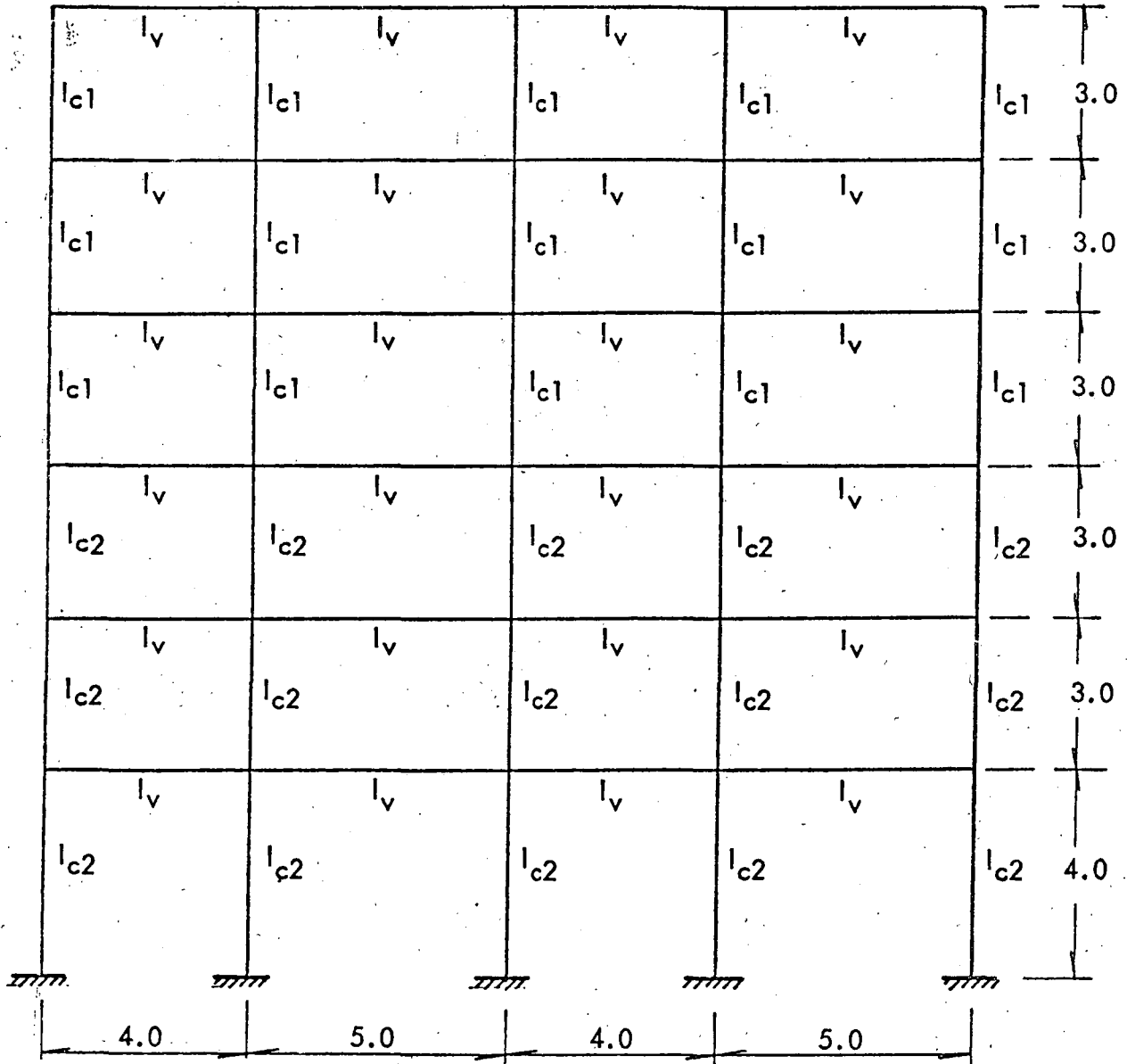
Fig 10. Planta, dimensiones, propiedades y cargas laterales para el ejemplo ilustrativo.



Notas: $I_{m1} = 1.3545 \text{ m}^4$, $\Omega_{m1} = 0.600 \text{ m}^2$
 $I_{m2} = 1.8575 \text{ m}^4$, $\Omega_{m2} = 0.500 \text{ m}^2$
 $I_v = 0.002550 \text{ m}^4$
 $I_{c1} = 0.000675 \text{ m}^4$, $I_{c2} = 0.001333 \text{ m}^4$

Las distancias están en metros

Fig 11. Esquema del sistema plano I-I del ejemplo ilustrativo.



Notas: $I_v = 0.002550 \text{ m}^4$
 $I_{c1} = 0.000675 \text{ m}^4$
 $I_{c2} = 0.0021333 \text{ m}^4$

Las distancias están en metros

Fig 12. Esquema del sistema plano II.II. del ejemplo ilustrativo

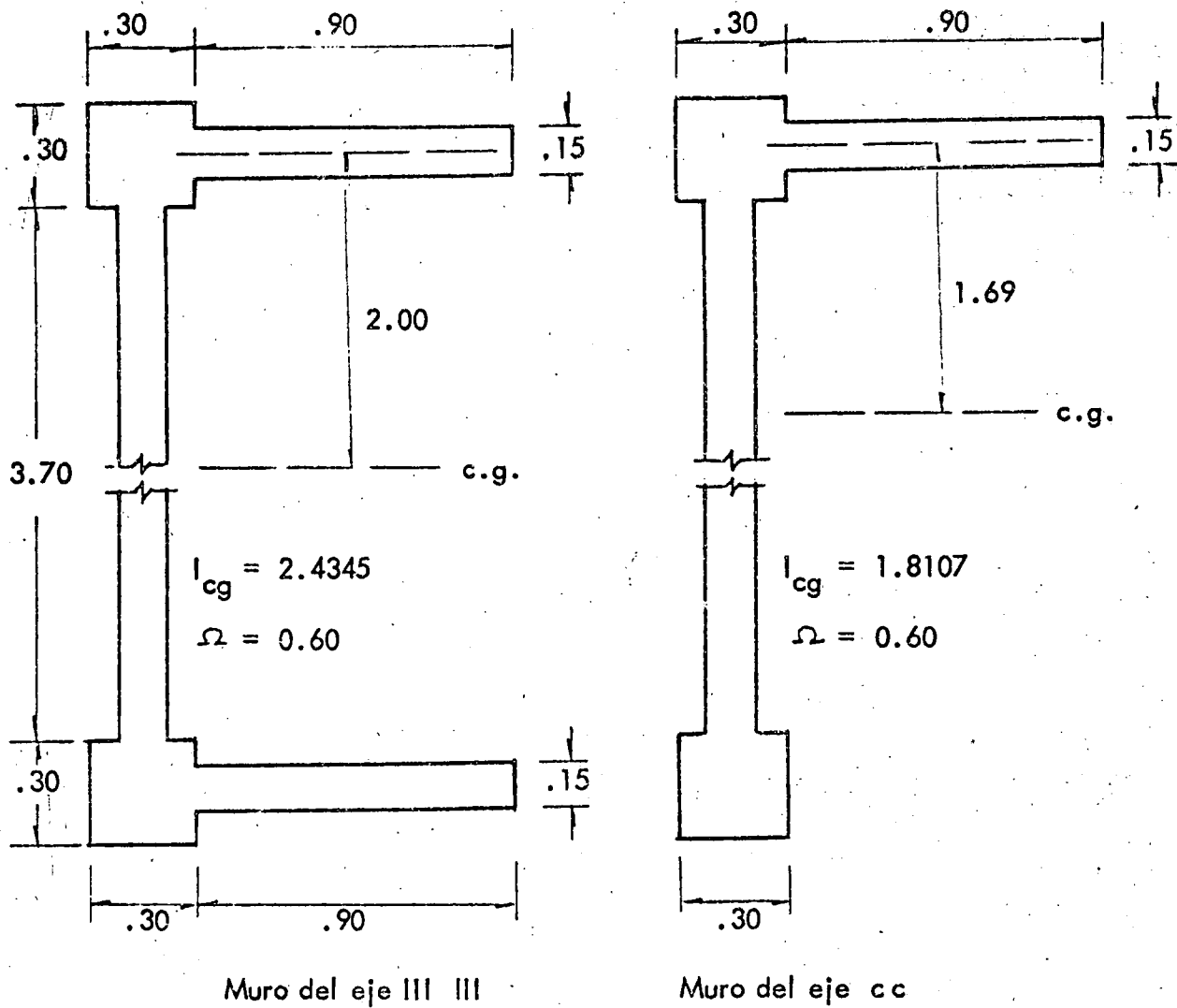
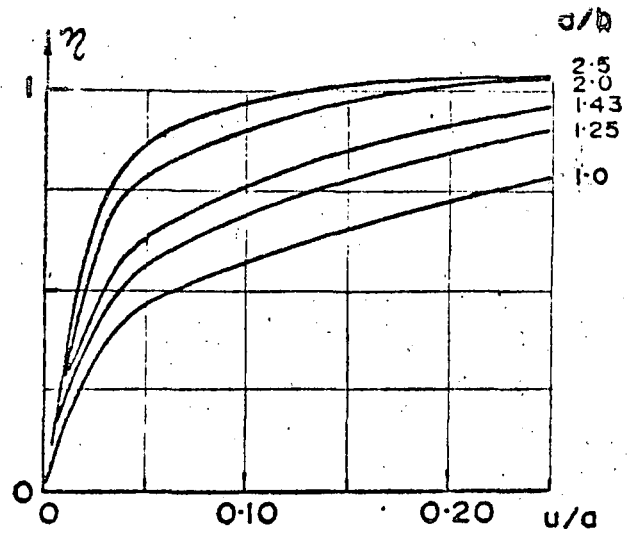
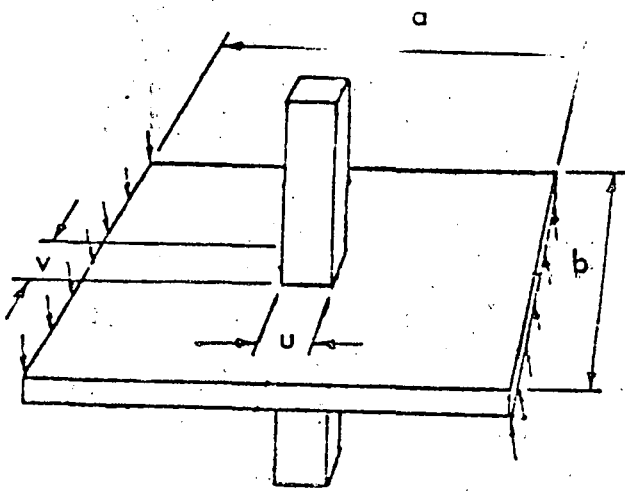
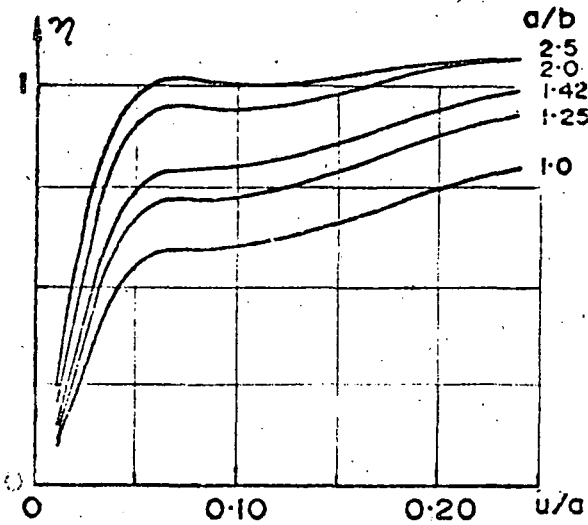


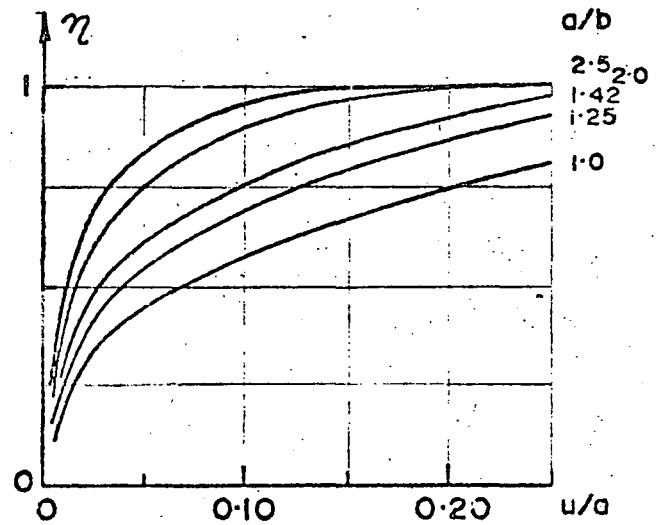
Fig 13. Secciones efectivas de los muros de los sistemas planos III III y c c del ejemplo ilustrativo. (Todas las cantidades están expresadas en metros).



$$u/v = 1$$



$$u/v = 2$$



$$u/v = 1/2$$

a y b son las distancias centro a centro de los claros

η es el factor por el que hay que multiplicar el ancho total b para obtener el ancho efectivo.

Fig 15. Gráficas para determinar el ancho efectivo de losas planas, en el caso de cargas laterales.

APENDICE C. COEFICIENTES DE RIGIDEZ Y FACTORES DE TRANSPORTE MODIFICADOS
 CUANDO SE USE EL METODO DE CROSS

1) PARA TOMAR EN CUENTA DEFORMACIONES POR CORTANTE
 ALFA DEBE SER DIFERENTE EN EL APENDICE A

ALFA	COEF RIGIDEZ	FACT TRANSP	ALFA	COEF RIGIDEZ	FACT TRANSP
0.10	0.63182	0.46341	5.10	0.37295	0.34066
0.20	0.67530	0.42257	5.20	0.37097	0.34783
0.30	0.71892	0.38535	5.30	0.36903	0.35484
0.40	0.76257	0.35364	5.40	0.36719	0.36170
0.50	0.80623	0.32333	5.50	0.36538	0.36842
0.60	0.84975	0.30435	5.60	0.36364	0.37500
0.70	0.89312	0.27660	5.70	0.36194	0.38144
0.80	0.93647	0.25000	5.80	0.36029	0.38776
0.90	0.97974	0.22449	5.90	0.35870	0.39394
1.00	1.02300	0.20000	6.00	0.35714	0.40000
1.10	1.06627	0.17647	6.10	0.35563	0.40594
1.20	1.10954	0.15385	6.20	0.35417	0.41176
1.30	1.15281	0.13208	6.30	0.35274	0.41748
1.40	1.19608	0.11111	6.40	0.35135	0.42308
1.50	1.23935	0.09091	6.50	0.35000	0.42857
1.60	1.28262	0.07143	6.60	0.34869	0.43396
1.70	1.32589	0.05263	6.70	0.34740	0.43925
1.80	1.36916	0.03448	6.80	0.34615	0.44444
1.90	1.41243	0.01895	6.90	0.34494	0.44954
2.00	1.45570	0.00000	7.00	0.34375	0.45455
2.10	1.49897	0.00000	7.10	0.34259	0.45946
2.20	1.54224	0.00000	7.20	0.34146	0.46429
2.30	1.58551	0.00000	7.30	0.34036	0.46903
2.40	1.62878	0.00000	7.40	0.33929	0.47368
2.50	1.67205	0.00000	7.50	0.33824	0.47826
2.60	1.71532	0.00000	7.60	0.33721	0.48276
2.70	1.75859	0.00000	7.70	0.33621	0.48719
2.80	1.80186	0.00000	7.80	0.33523	0.49153
2.90	1.84513	0.00000	7.90	0.33427	0.49580
3.00	1.88840	0.00000	8.00	0.33333	0.50000
3.10	1.93167	0.14286	8.10	0.33333	0.50000
3.20	1.97494	0.15493	8.20	0.33242	0.50413
3.30	2.01821	0.16667	8.30	0.33152	0.50820
3.40	2.06148	0.17808	8.40	0.33065	0.51220
3.50	2.10475	0.18919	8.50	0.32979	0.51613
3.60	2.14802	0.20000	8.60	0.32895	0.52000
3.70	2.19129	0.21053	8.70	0.32813	0.52381
3.80	2.23456	0.22078	8.80	0.32732	0.52756
3.90	2.27783	0.23077	8.90	0.32653	0.53125
4.00	2.32110	0.24051	9.00	0.32576	0.53488
4.10	2.36437	0.25000	9.10	0.32500	0.53846
4.20	2.40764	0.25926	9.20	0.32426	0.54198
4.30	2.45091	0.26829	9.30	0.32353	0.54545
4.40	2.49418	0.27714	9.40	0.32282	0.54887
4.50	2.53745	0.28571	9.50	0.32212	0.55224
4.60	2.58072	0.29412	9.60	0.32143	0.55556
4.70	2.62399	0.30233	9.70	0.32075	0.55882
4.80	2.66726	0.31034	9.80	0.32009	0.56204
4.90	2.71053	0.31818	9.90	0.31944	0.56522
5.00	2.75380	0.32584	10.00	0.31881	0.56835
		0.33333		0.31818	0.57143

2) PARA INCLUIR ZONAS INFINITAMENTE POCAS EN LOS EXTREMOS

GAMA Y BETA ESTAN DEFINIDOS EN LA FIG 4
 RGG = COEFICIENTE DE RIGIDEZ EN EL EXTREMO GAMA
 RBB = COEFICIENTE DE RIGIDEZ EN EL EXTREMO BETA
 TCB = FACTOR DE TRANSPORTE DE GAMA HACIA BETA
 TBG = FACTOR DE TRANSPORTE DE BETA HACIA GAMA

BETA = 0.00

GAMA	RGG	RBP	TGB	TBG
0.00	1.000000	1.000000	0.500000	0.500000
0.05	1.2227584	1.0526632	0.496437	0.578947
0.10	1.5222634	1.1111111	0.486486	0.666667
0.15	1.9092220	1.176471	0.471215	0.764706
0.20	2.2221875	1.250000	0.451613	0.875000
0.25	3.1111111	1.3333333	0.428571	1.000000
0.30	4.052478	1.428571	0.402878	1.142857
0.35	5.361857	1.538462	0.375212	1.307692
0.40	7.222222	1.666667	0.346154	1.500000
0.45	9.932382	1.818182	0.316188	1.727273
0.50	14.000000	2.000000	0.285714	2.000000
0.55	20.3229218	2.222222	0.255061	2.333333
0.60	30.250000	2.500000	0.224490	2.750000
0.65	46.338192	2.857143	0.194210	3.285714
0.70	71.111111	3.333333	0.164384	4.000000
0.75	108.000000	4.000000	0.135135	5.000000
0.80	148.000000	5.000000	0.106557	6.500000
0.85	205.222222	6.666667	0.078717	9.000000
0.90	270.999999	10.000000	0.051661	14.000000

BETA = 0.05

GAMA	RGG	RBP	TGB	TBG
0.00	1.0526632	1.2227584	0.578947	0.496437
0.05	1.3066584	1.3066584	0.574803	0.574803
0.10	1.640645	1.396296	0.563275	0.661808
0.15	2.084444	1.499023	0.545667	0.758958
0.20	2.684444	1.617778	0.523179	0.868132
0.25	3.505831	1.756566	0.496881	0.991701
0.30	4.651798	1.920801	0.467710	1.132701
0.35	6.284722	2.118056	0.436464	1.295082
0.40	8.770173	2.359128	0.403813	1.484076
0.45	12.260000	2.660000	0.370310	1.706767
0.50	17.860082	3.045267	0.336406	1.972973
0.55	26.992187	3.524687	0.302460	2.296703
0.60	42.740525	4.125660	0.268759	2.698630
0.65	71.944444	5.000000	0.235521	3.210526
0.70	131.800000	6.280000	0.202916	3.883721
0.75	227.187500	8.087500	0.171068	4.806452
0.80	368.222222	10.555556	0.140065	6.142857
0.85	543.999999	13.500000	0.109969	8.230769

BETA = 0.10

GAMA	RGG	RBP	TGB	TBG
0.00	1.111111	1.522634	0.666667	0.486486
0.05	1.396296	1.640645	0.661808	0.563275
0.10	1.777344	1.777344	0.648352	0.648352
0.15	2.293333	1.937778	0.627907	0.743119
0.20	3.062915	2.128280	0.601942	0.849315
0.25	3.996359	2.357761	0.571754	0.969112
0.30	5.416667	2.638889	0.538462	1.105263
0.35	7.428122	2.990233	0.503006	1.261307
0.40	10.040000	3.440000	0.466165	1.441860
0.45	13.555556	4.032922	0.428571	1.653061
0.50	18.937500	4.843750	0.390728	1.903226
0.55	27.492711	6.066667	0.353033	2.203883
0.60	43.333333	7.777778	0.315789	2.571429
0.65	71.000000	10.000000	0.279230	3.009851
0.70	110.250000	13.000000	0.243523	3.615385
0.75	166.666667	18.000000	0.208791	4.384615
0.80	243.999999	25.000000	0.175115	5.428571

BETA = 0.15

GAMA		RGG	
0.00	1.176471	1.199000	1.176471
0.05	1.119900	1.133778	1.119900
0.10	1.110000	1.137778	1.110000
0.15	1.122000	1.143333	1.122000
0.20	1.133000	1.150000	1.133000
0.25	1.144000	1.156667	1.144000
0.30	1.155000	1.163333	1.155000
0.35	1.166000	1.170000	1.166000
0.40	1.177000	1.176667	1.177000
0.45	1.188000	1.183333	1.188000
0.50	1.199000	1.190000	1.199000
0.55	1.210000	1.196667	1.210000
0.60	1.221000	1.203333	1.221000
0.65	1.232000	1.210000	1.232000
0.70	1.243000	1.216667	1.243000
0.75	1.254000	1.223333	1.254000

RHB	
1.0	9092220
2.0	6849771
2.2	2933333
2.5	4372222
3.0	5493340
3.2	2291677
3.5	7114995
4.0	3400000
5.0	1851855
6.0	3671857
8.0	1049556
10.0	6333333
15.0	2000000
24.0	6875555
46.0	6666667
122.0	5000000

TGB	
0.7	64706
0.75	8958
0.743	119
0.719	198
0.689	008
0.654	135
0.615	925
0.575	492
0.533	374
0.491	396
0.449	016
0.407	035
0.365	777
0.325	479
0.286	307
0.248	375

TBC	
0.4	71215
0.5	56667
0.6	27907
0.7	19198
0.8	21086
0.9	35484
1.0	64777
1.1	21198
1.2	38095
1.3	57688
1.4	80575
1.5	10769
1.6	14066
1.7	17974
1.8	28571
1.9	89795

BETA = 0.20

GAMA		RGG	
0.00	1.250000	1.250000	1.250000
0.05	1.617778	1.128280	1.617778
0.10	1.128280	1.849340	1.128280
0.15	1.288889	1.888889	1.288889
0.20	1.424493	1.542449	1.424493
0.25	1.760000	1.760000	1.760000
0.30	1.440329	1.440329	1.440329
0.35	1.700000	1.700000	1.700000
0.40	1.500000	1.500000	1.500000
0.45	2.800000	2.800000	2.800000
0.50	1.777778	1.777778	1.777778
0.55	1.480000	1.480000	1.480000
0.60	1.850000	1.850000	1.850000
0.65	1.460000	1.460000	1.460000
0.70	1.690000	1.690000	1.690000

RHB	
2.4	21875
2.6	84444
3.0	002915
3.3	395539
3.8	888869
4.5	222915
5.3	360000
6.5	502058
8.1	125000
10.5	53936
14.4	44444
21.2	280000
35.0	000000
68.0	888889
190.0	000000

TGB	
0.8	75000
0.86	8132
0.849	315
0.821	086
0.785	714
0.745	152
0.701	031
0.654	676
0.607	143
0.559	252
0.511	628
0.464	738
0.418	919
0.374	408
0.331	361

TBC	
0.45	1613
0.52	3179
0.60	1942
0.68	9008
0.78	5714
0.89	3688
1.01	1492
1.15	1899
1.30	7692
1.48	6188
1.69	2308
1.93	2331
2.21	4286
2.54	8387
2.94	7368

BETA = 0.25

GAMA		RGG	
0.00	1.333333	1.333333	1.333333
0.05	1.750000	1.566667	1.750000
0.10	2.357778	1.777778	2.357778
0.15	3.229167	1.916667	3.229167
0.20	4.229167	1.916667	4.229167
0.25	6.500000	1.500000	6.500000

RHB	
3.1	111111
3.5	50831
3.9	6359
4.6	18056
5.4	24493
6.5	00000

TGB	
1.0	00000
0.99	1701
0.96	9112
0.93	5484
0.89	3688
0.84	6154

TBC	
0.4	28571
0.49	6881
0.57	1754
0.65	4135
0.74	5152
0.84	6154

0.30	9.629630
0.35	14.804687
0.40	23.848397
0.45	40.133333
0.50	76.000000
0.55	159.875000
0.60	400.666667
0.65	1472.500000

7.9	83539
10.1	17187
13.3	52770
18.0	111111
20.0	000000
47.1	187500
95.5	555556
272.5	000000

0.79	4872
0.74	1425
0.68	7042
0.63	2653
0.57	8947
0.52	6419
0.47	5410
0.42	6146

0.95	8763
1.00	4942
1.22	7074
1.38	8060
1.57	1429
1.78	1457
2.02	3256
2.30	2752

BETA = 0.30

GAMA		RGG	
0.00	1.428571	1.428571	1.428571
0.05	1.920000	1.800000	1.920000
0.10	2.638889	2.638889	2.638889
0.15	3.711495	3.711495	3.711495
0.20	5.360000	5.360000	5.360000
0.25	7.083333	7.083333	7.083333
0.30	12.343750	12.343750	12.343750
0.35	20.000000	20.000000	20.000000
0.40	34.444444	34.444444	34.444444
0.45	64.000000	64.000000	64.000000
0.50	136.250000	136.250000	136.250000
0.55	340.888889	340.888889	340.888889
0.60	1270.000000	1270.000000	1270.000000

RHB	
4.0	052478
4.6	051798
5.4	416667
6.4	416228
7.7	760000
9.6	629630
12.3	343750
16.5	01458
23.3	333333
35.6	800000
61.2	250000
126.6	666667
370.0	000000

TGB	
1.1	42857
1.13	2701
1.10	5263
1.06	4777
1.01	4925
0.95	8763
0.89	8734
0.83	6735
0.77	4194
0.71	2159
0.65	1376
0.59	2357
0.53	5433

TBC	
0.4	02878
0.46	7710
0.53	8462
0.61	5925
0.70	1031
0.79	4872
0.89	8734
1.01	14134
1.14	2857
1.28	6996
1.44	8980
1.63	1579
1.83	3783

APENDICE E - Cálculo de desplazamientos para el análisis sísmico estático.

El método de Cholesky para resolver el sistema de ecuaciones $\underline{A} \underline{X} = \underline{B}$, donde \underline{A} es una matriz simétrica, consiste en descomponer la matriz \underline{A} en el producto de una matriz triangular inferior \underline{S}^T por su transpuesta \underline{S} , es decir, encontrar \underline{S} tal que $\underline{A} = \underline{S}^T \underline{S}$, con lo cual el sistema se convierte en $\underline{S}^T \underline{S} \underline{X} = \underline{B}$; si definimos $\underline{Y} = \underline{S} \underline{X}$, \underline{Y} se puede calcular resolviendo el sistema $\underline{S}^T \underline{Y} = \underline{B}$ y, conocida \underline{Y} , \underline{X} puede calcularse resolviendo $\underline{S} \underline{X} = \underline{Y}$. La solución de estos dos sistemas es directa por ser \underline{S} y \underline{S}^T triangulares.

De esta forma se tiene un número apreciablemente menor de operaciones que cuando se invierte la matriz \underline{A} .

Si se considera la matriz de rigideces lateral del edificio completo, en su forma particionada, y se supone que ya ha sido descompuesta en el producto $\underline{S}^T \underline{S}$, se puede escribir:

$$\begin{bmatrix} \underline{K}_{LL} & \underline{K}_{L\theta} \\ \underline{K}_{L\theta}^T & \underline{K}_{\theta\theta} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \underline{S}_{LL}^T & \underline{0} \\ \underline{S}_{L\theta}^T & \underline{S}_{\theta\theta}^T \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \underline{S}_{LL} & \underline{S}_{L\theta} \\ \underline{0} & \underline{S}_{\theta\theta} \end{bmatrix}$$

efectuando el producto del segundo miembro se deduce que :

$$\underline{K}_{LL} = \underline{S}_{LL}^T \underline{S}_{LL} \quad (1)$$

$$\underline{K}_{L\theta} = \underline{S}_{LL}^T \underline{S}_{L\theta} \quad (2)$$

$$\underline{K}_{\theta\theta} = \underline{S}_{L\theta}^T \underline{S}_{L\theta} + \underline{S}_{\theta\theta}^T \underline{S}_{\theta\theta} \quad (3)$$

El sistema $\underline{K}_{LL} \underline{\delta}_o$ (paso b.1 del procedimiento propuesto en la sección 4.1) se puede escribir:

$$\underline{S}_{LL}^T \underline{S}_{LL} \underline{\delta}_o = \underline{F} \quad (4)$$

si definimos \underline{Y} como:

$$\underline{Y} = \underline{S}_{LL} \underline{\delta}_o \quad (5)$$

la expresión (4) se reduce a:

$$\underline{S}_{LL}^T \underline{Y} = \underline{F} \quad (6)$$

Los valores de \underline{Y} se pueden calcular fácilmente por ser \underline{S}_{LL}^T triangular inferior.

Conocida \underline{Y} se puede calcular directamente $\underline{\delta}_o$ resolviendo el sistema (5) por ser \underline{S} triangular superior.

El vector \underline{M}_d está dado por la igualdad:

$$\underline{M}_d = - \underline{K}_{L\theta}^T \underline{\delta}_o$$

y usando las expresiones (2 y 5) se puede escribir:

$$\underline{M}_d = - \underline{S}_{L\theta}^T \underline{S}_{LL}^{-1} \underline{Y} = - \underline{S}_{L\theta}^T \underline{Y} \quad (6)$$

Por otro lado los sistemas del paso b.7 se pueden escribir:

$$\underline{K}_{LL} \underline{\delta}_i + \underline{K}_{L\theta} \underline{\theta}_i = 0$$

$$\underline{K}_{L\theta}^T \underline{\delta}_i + \underline{K}_{\theta\theta} \underline{\theta}_i = \underline{M}_i$$

despejando $\underline{\delta}_i$ de la primera de estas ecuaciones se tiene:

$$\underline{\delta}_i = - \underline{K}_{LL}^{-1} \underline{K}_{L\theta} \underline{\theta}_i \quad (7)$$

reemplazando este valor en la segunda ecuación queda:

$$(\underline{K}_{\theta\theta} - \underline{K}_{L\theta}^T \underline{K}_{LL}^{-1} \underline{K}_{L\theta}) \underline{\theta}_i = \underline{M}_i$$

o más simplemente

$$\underline{K}_{\theta\theta}^* \underline{\theta}_i = \underline{M}_i \quad (8)$$

donde

$$\underline{K}_{\theta\theta}^* = \underline{K}_{\theta\theta} - \underline{K}_{L\theta}^T \underline{K}_{LL}^{-1} \underline{K}_{L\theta}$$

Usando las expresiones (1), (2), y (3) se tiene:

$$\underline{K}_{\theta\theta}^* = (\underline{S}_{L\theta}^T \underline{S}_{L\theta} + \underline{S}_{\theta\theta}^T \underline{S}_{\theta\theta}) - (\underline{S}_{L\theta}^T \underline{S}_{LL}) (\underline{S}_{LL}^{-1} \underline{S}_{LL}^{-T}) (\underline{S}_{LL}^T \underline{S}_{L\theta})$$

y simplificando

$$\underline{K}_{\theta\theta}^* = \underline{S}_{\theta\theta}^T \underline{S}_{\theta\theta}$$

es decir que ya se tiene la descomposición necesaria para resolver el sistema (8)

y encontrar $\underline{\theta}_i$. Para encontrar $\underline{\delta}_i$ se usan las expresiones (1) y (2) que permiten

escribir (7) en la forma:

$$\underline{\delta}_i = - (\underline{S}_{LL}^{-1} \underline{S}_{LL}^{-T}) (\underline{S}_{LL}^T \underline{S}_{L\theta}) \underline{\theta}_i$$

$$\underline{\delta}_i = - \underline{S}_{LL}^{-1} \underline{S}_{L\theta} \underline{\theta}_i$$

y premultiplicando por \underline{S}_{LL} :

$$\underline{S}_{LL} \underline{\delta}_i = - \underline{S}_{L\theta} \underline{\theta}_i \quad (9)$$

La solución de (9) es directa puesto que \underline{S}_{LL} es triangular superior y ya se conoce.

Nótese que para encontrar todos los desplazamientos y giros que requiere el análisis sísmico es necesario descomponer una sola vez la matriz \underline{K} en el producto de una matriz triangular superior por su traspuesta.

CAPITULO XXXVII

Diseño por Sismo

ARTICULO 230.—NOTACION. Cada símbolo empleado en el presente capítulo se definirá donde se emplee por primera vez. Los más importantes son:

a (adimensional) = ordenada de los espectros de diseño, como fracción de la aceleración de la gravedad, sin reducción por ductilidad.

a_0 (adimensional) = valor de a para $T = 0$

B = base de un tablero de vidrio.

c (adimensional) = V/W = Coeficiente sísmico.

H = altura de un tablero de vidrio.

h (m) = altura de la masa para la que se calcula fuerza horizontal.

Q (adimensional) = factor de ductilidad.

Q' (adimensional) = factor reductivo de fuerzas sísmicas para fines de diseño.

T (seg) = período natural.

T_1 T_2 (seg) = períodos característicos de los espectros de diseño.

R = respuesta de diseño.

R_1 = respuesta en el modo I

r = exponente en las expresiones de los espectros de diseño.

r_0 = radio de giro de la masa en el extremo superior de un péndulo invertido.

V (ton) = Fuerza cortante horizontal en la base de la construcción.

W (ton) = peso de la construcción (carga muerta más carga viva).

ARTICULO 231.—ZONAS. Para los efectos de este Capítulo se considerarán las zonas I a IV que fija el artículo 262 de este Reglamento. En lo que sigue se darán valores únicamente para las zonas I a III; cualquier terreno dentro de la zona IV se podrá clasificar en alguna de las tres primeras al hacer los estudios de mecánica de suelos que se requieren en dicho artículo.

ARTICULO 232.—CLASIFICACION DE LAS CONSTRUCCIONES SEGUN SU USO.—Según su uso, las construcciones se clasifican en los siguientes grupos:

GRUPO A.—Construcciones cuyo funcionamiento sea especialmente importante a raíz de un sismo o que en caso de fallar causaría pérdidas directas o indirectas excepcionalmente altas en comparación con el costo necesario para aumentar su seguridad. Tal es el caso de subestaciones eléctricas, centrales telefónicas, estaciones de bom-

beros, archivos y registros públicos, hospitales, escuelas, estadios, templos, centros de reunión, salas de espectáculos, estaciones terminales de transporte, monumentos, museos y locales que alojen equipo especialmente costoso en relación con la estructura así como instalaciones industriales cuya falla pueda ocasionar la difusión en la atmósfera de gases tóxicos o que puedan causar daños materiales importantes en bienes o servicios.

GRUPO B.—Construcciones cuya falla ocasionaría pérdidas de magnitud intermedia, tales como otras plantas industriales, bodegas ordinarias, gasolineras, comercios, bancos, edificios de habitación, hoteles, edificios de oficinas, bardas cuya altura exceda de 2.5 m. y todas aquellas estructuras cuya falla por movimientos sísmicos pueda poner en peligro otras construcciones de este grupo o del A.

GRUPO C.—Construcciones cuya falla por sismo implicaría un costo pequeño y no causaría normalmente daños a construcciones de los primeros grupos. Se incluyen en el presente grupo bardas con altura no mayor de 2.5 m. y bodegas provisionales para la construcción de obras pequeñas. Estas construcciones no requieren diseño sísmico.

ARTICULO 233.—CLASIFICACION DE LAS CONSTRUCCIONES SEGUN SU ESTRUCTURACION. Las construcciones a que se refiere este Capítulo se clasificarán en los siguientes tipos de estructuración.

TIPO 1.—Se incluyen dentro de este tipo los edificios y naves industriales, salas de espectáculos y construcciones semejantes, en que las fuerzas laterales se resisten en cada nivel por marcos continuos contraventeados o no, por diafragmas o muros o por combinación de diversos sistemas como los mencionados. Se incluyen también las chimeneas, torres y bardas, así como los péndulos invertidos, o estructuras en que el 50 por ciento o más de su masa se halle en el extremo superior, y que tengan un solo elemento resistente en la dirección de análisis.

TIPO 2.—Tanques.

TIPO 3.—Muros de retención.

TIPO 4.—Otras estructuras.

Los criterios de diseño para estructuras tipo 1 se especifican en los artículos 234 a 244 de este Reglamento. Los que se aplican a los tipos 2, 3 y 4 se especifican en los artículos 245 y 247 de este Ordenamiento.

ARTICULO 234.—COEFICIENTE SISMICO. Se entiende por coeficiente sísmico "c" el cociente de la fuerza cortante horizontal en la base de la construcción, sin reducir por ductilidad, y el peso W de la misma sobre dicho nivel. Para el cálculo de W se tomarán las cargas muertas y vivas que especifican los Capítulos XXXV y XXXVI de este Título, respectivamente.

Para el análisis estático de las construcciones clasificadas en el grupo B del artículo 232 de este Ordenamiento según su uso, se emplearán los valores de c que conlleva la tabla siguiente:

Coeficiente sísmico para Estructuras del

Grupo B

ZONA	Q
I (terreno firme)	0.16
II (terreno de transición)	0.20
III (terreno compresible)	0.24

Tratándose de las construcciones clasificadas en el grupo A del propio artículo 232, estos valores se multiplicarán por 1.3.

ARTICULO 235.—REDUCCION POR DUCTILIDAD. Con fines de diseño, las fuerzas sísmicas para análisis estático y los espectros para análisis dinámico modal se obtendrán, según especifican los artículos 236 y 240 de este Reglamento, dividiendo respectivamente los coeficientes sísmicos del artículo 234 de este Ordenamiento o las or-

denadas de los espectros de diseño sísmico del artículo 236 del presente cuerpo de normas reglamentarias entre el factor Q' , obtenido como se define en los citados artículos 236 y 240 para los métodos dinámico y estático, respectivamente. Q' es función del factor de ductilidad Q que se especifica más adelante. Las deformaciones se calcularán multiplicando por Q las causadas por las fuerzas sísmicas reducidas.

El factor Q podrá diferir en las dos direcciones ortogonales en que se analiza la estructura, según sea la ductilidad de ésta en dichas direcciones.

Para aplicar el factor Q de ductilidad, las estructuras deben satisfacer los requisitos señalados en la tabla siguiente:

VALORES DEL FACTOR Q DE DUCTILIDAD

Caso	Tipo de estructura.	Requisitos	Factor de ductilidad
1	I	<p>La resistencia es suministrar en todos los niveles exclusivamente por marcos no contraventeados de concreto reforzado o de acero con zona de fluencia definida, y se cumplen las siguientes condiciones:</p> <p>a) Las vigas y columnas de acero satisfacen los requisitos correspondientes a secciones compactas, de acuerdo con los criterios que al respecto fija el Departamento en las Normas Técnicas Complementarias de este Reglamento y sus Juntas pueden admitir rotaciones importantes antes de fallar.</p> <p>b) Las columnas de concreto son zunchadas o poseen estribos que proporcionan al núcleo un confinamiento equivalente al del zuncho, de acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias de este Reglamento.</p> <p>c) Para la revisión de los estados límite los miembros sujetos a fuerza cortante, torsión, pandeo por compresión axial y otras formas de falla frágil, se diseña con un factor de carga de 1.4 en lugar de 1.1 especificado en el artículo 220 del presente cuerpo normativo para cuando se obran cargas accidentales.</p> <p>d) Se satisfacen las limitaciones que se fijan para articulaciones plásticas en miembros de concreto en las Normas Técnicas Complementarias de este Reglamento. Dichas limitaciones deben satisfacerse en todos los extremos de trabes y columnas o bien, en los lugares donde se formarían las articulaciones plásticas que se requirieran para que cada marco alcanzara un mecanismo de colapso en cada piso o entre piso, si la fuerza lateral fuera suficientemente elevada.</p> <p>e) El mínimo cociente de la capacidad resistente de un entrepiso (resistencia de diseño calculada, tomando en cuenta todos los elementos que pueden contribuir a la resistencia) entre la acción de diseño, no diferirá en más de 20 por ciento de promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos.</p>	6.0

VALORES DEL FACTOR O DE DUCTILIDAD

2	1	<p>La resistencia en todos los niveles es suministrada exclusivamente por marcos no contraventeados de concreto, madera o acero con o sin zona de fluencia definida; así como por marcos contraventeados o con muros de concreto, en los que la capacidad de los marcos sin contar muros o contravientos sea cuando menos el 25 por ciento del total. El mínimo cociente de la capacidad resistente de un entepiso (resistencia de diseño calculada tomando en cuenta todos los elementos que pueden contribuir a la resistencia) entre la acción de diseño, no diferirá en más de 35 por ciento del promedio de dichos cocientes para todos los entepisos.</p>	4.0
3	1	<p>La resistencia a fuerzas laterales es suministrada por marcos o columnas de concreto reforzado, madera o acero contraventaneados o no, o muros de concreto, que no cumplen en algún entepiso lo especificado por los casos 1 y 2 de esta tabla, o por muros de mampostería de piezas macizas confinados por castillos, dadas, columnas, o trabes de concreto reforzado o de acero, que satisfacen los requisitos de las Normas Técnicas Complementarias de este Reglamento.</p>	2.0
4	1	<p>La resistencia a fuerzas laterales es suministrada en todos los niveles por muros de mampostería de piezas huecas confinados o con refuerzo interior que satisfacen los requisitos de las Normas Técnicas Complementarias de este Reglamento, o por combinaciones de dichos muros con elementos como los descritos para los casos 1 a 3.</p>	1.5
5	1 a 4	<p>Estructuras de cualquier tipo cuya resistencia a fuerzas laterales sea suministrada al menos parcialmente por elementos o materiales diferentes de los arriba especificados, a menos que se haga un estudio que demuestre, a satisfacción del Departamento, que se puede emplear un valor más alto que el que aquí se especifica.</p>	1.0

ARTICULO 236.—ESPECTRO PARA DISEÑO SISMICO.

Cuando se aplique el análisis dinámico modal que especifica el artículo 241 de este Reglamento, dicho análisis se llevará a cabo de acuerdo con las siguientes hipótesis:

I. La estructura se comporta elásticamente;

II. La ordenada del espectro de aceleraciones para diseño sísmico, "a", expresada como fracción de la aceleración de la gravedad, está dada por las siguientes expresiones, donde "c" es el coeficiente sísmico obtenido en la tabla del artículo 234 del presente cuerpo normativo.

Caso	Tipo de estructuración.	VALORES DEL FACTOR Q DE DUCTILIDAD Requisitos	Factor de ductilidad
------	-------------------------	--	----------------------

$$a = a_0 + (c - a_0) T/T_1, \text{ si } T \text{ es menor que } T_1$$

$$a = c, \text{ si } T \text{ está entre } T_1 \text{ y } T_2$$

$$a = c (T_2/T)^r, \text{ si } T \text{ excede de } T_2$$

Aquí, T es el período natural de interés y T, T₁ y

T₂ están expresados en segundos.

VALORES DE a₀, T₁, T₂ y r

ZONA	a ₀	T ₁	T ₂	r
I	0.03	0.3	0.8	1/2
II	0.045	0.5	2.0	2/3
III	0.06	0.8	3.3	1

IV. Los sitios incluidos en esta zona se reclasificarán en alguna de las tres anteriores de acuerdo con lo estipulado en el artículo 262 de este Ordenamiento, salvo que para sitios que al reclasificarse resulten en la zona III, el valor de T₂ no se tomará menor que 5 seg, a menos que se compruebe que es aplicable un valor menor, ya sea con base en estudios que tomen en cuenta las relaciones esfuerzo de formación de los suelos que se encuentren en el sitio o en el análisis de las características de temblores intensos ahí registrados. En ningún caso se tomará T₂ menor que el especificado en esta tabla para la zona correspondiente.

Para evaluar las fuerzas sísmicas, éstas ordenadas se dividirán entre el factor Q, el cual, se tomará igual, a Q si T es mayor que T₁, e igual a 1 + (Q-1)T/T₁ en caso contrario; y.

III. Las ordenadas espectrales especificadas tienen en cuenta los efectos de amortiguamiento, por lo que, excepto la reducción por ductilidad, no deben sufrir reducciones adicionales a menos que éstas se concluyan de estudios específicos aprobados por el Departamento.

ARTÍCULO 237.—CRITERIO DE ANALISIS.

Las estructuras se analizarán bajo la acción de dos componentes horizontales ortogonales del movimiento del terreno. Los efectos correspondientes (desplazamientos y

fuerzas internas) se combinarán con los de las fuerzas gravitacionales. En edificios la combinación en cada sección crítica se efectuará sumando vectorialmente los efectos gravitacionales los de un componente del movimiento del terreno y, cuando sea significativo, 0.3 de los efectos del otro; en péndulos invertidos y tanques elevados, así como en torres, chimeneas y estructuras semejantes, la combinación en cada sección crítica se efectuará sumando vectorialmente los efectos gravitacionales, los de un componente del movimiento del terreno y 0.5 de los efectos del otro. Y en todos los casos se supondrá la más desfavorable de dichas combinaciones, asignando a los efectos sísmicos el signo más desfavorable.

El análisis de los efectos debidos a cada componente del movimiento del terreno deberá satisfacer los siguientes requisitos, con las salvedades que corresponden al método simplificado de análisis.

I.—La influencia de fuerzas laterales se analizará tomando en cuenta los desplazamientos horizontales, los verticales que sean significativos, los giros de todos los elementos integrantes de la estructura así como la continuidad y rigidez de los mismos. En particular se considerarán los efectos de la inercia rotacional en los péndulos invertidos;

II.—Deberán tomarse en cuenta efectos de segundo orden cuando la deformación total de un entrepiso dividida entre su altura, medida de piso a piso, sea mayor que 0.08 veces la relación entre la fuerza cortante del entrepiso y las fuerzas verticales debidas a acciones permanentes y variables que obren encima de éste. Se entenderá por análisis de segundo orden aquél que suministra las fuerzas internas y deformaciones teniendo en cuenta la contribución de la acción de las fuerzas actuantes sobre la estructura deformada. Para valuar los efectos de segundo orden se aplicarán los procedimientos prescritos en las normas técnicas complementarias;

III.—En las estructuras metálicas revestidas de concreto reforzado se podrá considerar la acción combinada de estos materiales en el cálculo de resistencias y rigideces cuando se asegure el trabajo combinado de las secciones compuestas;

IV.—Se revisará la seguridad contra los estados límite de la cimentación. Se supondrá que no obran tensiones entre las subestructuras y el terreno, debiéndose satisfacer el equilibrio de las fuerzas y momentos totales calculados. Se podrán admitir tensiones entre la subestructura y elementos tales como pilotes o pilas siempre que estos elementos estén específicamente diseñados para resistir dichas tensiones;

V.—Se verificará que las deformaciones de los sistemas estructurales, incluyendo las de las losas de piso, sean compatibles entre sí. Se revisará que todos los elementos estructurales, incluso las losas, sean capaces de resistir los esfuerzos inducidos;

VI.—En el diseño de marcos que contengan tableros de mampostería que formen parte integrante de la estructura, se supondrá que las fuerzas cortantes que obran en ellos son equilibradas por fuerzas axiales y cortantes en los miembros que constituyen el marco. Se revisará que las esquinas del marco sean capaces de resistir los esfuerzos causados por los empujes que sobre ellas ejercen los tableros;

VII.—Cuando los muros divisorios no se consideren como parte integrante de la estructura deberán sujetarse a ésta de manera que no restrinjan su deformación en el plano del muro. Deberán especificarse los detalles de sujeción en los planos constructivos;

VIII.—Pará el diseño de todo elemento que contribuya en más de 20% a la capacidad total en fuerza cortante, momento torsionante o momento de volteo de un entrepiso dado, se adoptará un factor de carga 20% superior al que le correspondería de acuerdo con el artículo 220 de este Reglamento; y,

IX.—En las estructuras cuyas capacidades o relaciones fuerza deformación sean diferentes para cada sentido de aplicación de las cargas laterales, se aplicará algún procedimiento que tome en cuenta la forma en que tal diferencia afecte a los requisitos de ductilidad.

ARTICULO 238.—ELECCION DEL TIPO DE ANALISIS. Las estructuras con altura menor de 60 m. podrán analizarse de acuerdo con el método estático al que se refiere el artículo 240 de este Reglamento o con los dinámicos a los que hace mención el artículo 241 de este Ordenamiento. En las estructuras con altura superior a 60 m, deberá emplearse el análisis dinámico descrito en el artículo 241 antes citado.

El método simplificado a que se refiere el artículo 239 del presente cuerpo normativo, será aplicable al análisis de estructuras del tipo 1 cuando se cumplan simultáneamente los siguientes requisitos:

I.—En cada planta, al menos el 75 por ciento de las cargas verticales estarán soportadas por muros ligados entre sí mediante losas corridas. Dichos muros deberán ser de concreto, de mampostería de piezas macizas o de mampostería de piezas huecas que satisfagan las condiciones establecidas en las Normas Técnicas Complementarias;

II.—En cada nivel existirán al menos dos muros perimetrales de carga paralelos o que formen entre sí un ángulo no mayor de 20 grados, debiendo estar cada muro ligado por las losas antes citadas en una longitud de por lo menos 50 por ciento de la dimensión del edificio, medida en las direcciones de dichos muros;

III.—La relación entre longitud y anchura de la planta del edificio no excederá de 2.0, a menos que, para fines de análisis sísmico, se pueda suponer dividida dicha planta en tramos independientes cuya relación entre longitud y anchura satisfaga esta restricción y cada tramo resista según el criterio que marca el artículo 239 de este Reglamento; y,

IV.—La relación entre la altura y la dimensión mínima de la base del edificio no excederá de 1.5, y la altura del edificio no será mayor de 13 m.

ARTICULO 239.—METODO SIMPLIFICADO DE ANALISIS. Para aplicar este método no se tomará en cuenta los desplazamientos horizontales, torsiones y momentos de volteo y se verificará únicamente que en cada piso la suma de las resistencias al corte de los muros de carga proyectadas en la dirección en que se considera la aceleración, sea cuando menos igual a la fuerza cortante total que obre en dicho piso, calculada según se especifica en el inciso I del artículo 240 de este Reglamento, pero empleando los coeficientes sísmicos reducidos que se indican en la tabla siguiente, debiéndose verificar por lo menos en dos direcciones ortogonales.

**COEFICIENTES SISMICOS REDUCIDOS POR DUCTILIDAD
PARA EL METODO SIMPLIFICADO**

ZONA	MURO DE PIEZAS MACIZAS ALTURA DE LA CONSTRUCCION			MURO DE PIEZAS HUECAS ALTURA DE LA CONSTRUCCION		
	Menor de 4 m.	Entre 4 y y 7 m.	Entre 7 y 13 m.	Menor de 4 m.	Entre 4 y 7 m.	Entre 7 y y 13 m.
I.	0.06	0.08	0.08	0.07	0.11	0.11
II.	0.07	0.08	0.10	0.08	0.11	0.13
III.	0.07	0.09	0.10	0.08	0.10	0.12

En este cálculo, tratándose de muros cuya relación entre la altura de pisos consecutivos, h , y la longitud, L , exceda de 1.33, la resistencia se reducirá afectándola del coeficiente $(1.33 L/h)^2$.

ARTICULO 240.—ANALISIS ESTATICO. Para efectuar el análisis estático de una estructura, se procederá en la forma siguiente:

I.—Para calcular las fuerzas cortantes a diferentes niveles de una estructura, se supondrá un conjunto de fuerzas horizontales actuando sobre cada uno de los puntos donde se suponga concentradas las masas. Cada una de estas fuerzas se tomará igual al peso de la masa que corresponde por un coeficiente proporcional a h , siendo h la altura de la masa en cuestión sobre el desplante (o nivel a partir del cual las deformaciones estructurales pueden ser apreciables), sin incluir tanques apéndice u otros elementos cuya estructuración difiera radicalmente de la del resto de la misma. El factor, de proporcionalidad se tomará de tal manera que la relación V/W en la base sea igual a c/Q pero no menor que a_0 , siendo Q el factor de ductilidad que se define en el artículo 235 de este Reglamento y "c" el valor dado por la tabla del artículo 234 de este mismo Ordenamiento. Al calcular V/W se tendrán en cuenta los pesos de tanques, apéndice y otros elementos cuya estructuración difiera radicalmente del resto de la estructura y las fuerzas laterales asociadas a ellos, calculadas según se especifica en el inciso V de este artículo.

II.—Podrán adoptarse fuerzas cortantes menores que las calculadas según el inciso anterior, siempre y cuando se tome en cuenta el valor aproximado del periodo fundamental de vibración de la estructura de acuerdo con lo siguiente:

a) El período fundamental de vibración T , se tomará igual a

$$6.3 \left(\frac{1}{g} \sum W_i x_i^2 / \sum P_i x_i \right)^{1/2}; \text{ en donde } W_i$$

es el peso de la masa i , P_i la fuerza horizontal que actúa sobre ella de acuerdo con el inciso 1, x_i el correspondiente desplazamiento en la dirección de la fuerza, y g la aceleración de la gravedad.

b) Si T está comprendido entre T_1 y T_2 no se permitirá reducción por concepto de la influencia del período fundamental de vibración.

c) Si T es mayor que T_2 se procederá como en el inciso 1, pero de tal manera que cada una de las fuerzas laterales se tome igual al peso de la masa que corresponde por un coeficiente igual a:

$$(k_1 h + k_2 h^2) c/Q$$

siendo:

$$k_1 = q \left[1 - r(1-q) \right] \leq W_i / (\sum W_i h_i)$$

$$k_2 = 1.5rq(1-q) \leq W_i / (\sum W_i h_i^2)$$

$$q = (T_2/T)^2$$

y h_i la altura de la i ésima masa sobre el desplante.

d) Si T es menor que T_1 , se procederá como en el inciso 1 pero de tal manera que la relación V/W en la base sea igual a:

$$\left[a_0 + (c-a_0) \cdot \frac{T}{T_1} \right] / Q_1$$

III.—En el análisis de péndulos invertidos (estructuras en que 50 por ciento o más de su masa se halle en el extremo superior y tengan un solo elemento resistente en la dirección de análisis), además de la fuerza lateral estimada se tendrán en cuenta las aceleraciones verticales

de la masa con respecto a un eje horizontal normal a la dirección de análisis y que pase por el punto de unión entre la masa y el elemento resistente. El defecto de dichas aceleraciones se tomará equivalente a un par aplicado en el extremo superior del elemento resistente, cuyo valor es $1.5 V r a / x$ siendo V la fuerza lateral actuante sobre la masa, r el radio de giro de dicha masa con respecto al eje horizontal en cuestión. A el giro del extremo superior del elemento resistente bajo la acción de la fuerza lateral V y x el desplazamiento lateral de dicho extremo.

IV.—Cuando el análisis estático se lleve a cabo de acuerdo con el inciso II, el factor Q' definido en el artículo 235 del presente cuerpo de normas reglamentarias se calculará de acuerdo con lo especificado en el artículo 236 del presente cuerpo de normas reglamentarias.

V.—Para valuar las fuerzas sísmicas que obran en tanques, apéndices y demás elementos cuya estructuración difiera radicalmente de la del resto de la construcción, se supondrá actuando sobre el elemento en cuestión la misma distribución de aceleraciones que le correspondería si se apoya directamente sobre el terreno, multiplicada por $(c'+a)/a$ donde c' es el factor por el que se multiplican los pesos a la altura de desplante del elemento cuando se valúan las fuerzas laterales sobre la construcción. Se incluyen en este requisito los parapetos, pretilas, anuncios, ornamentos, ventanales, muros, revestimientos y otros apéndices con que cuenten. Se incluyen, asimismo, los elementos sujetos a esfuerzos que dependen principalmente de su propia aceleración (no de la fuerza cortante ni del momento de volteo), como las losas que transmiten fuerzas de inercia de las masas que soportan.

VI.—El momento de volteo para cada marco o grupo de elementos resistentes en un nivel dado podrá reducirse, tomándolo igual al calculado multiplicado por $0.8 + 0.2 z$ (siendo z la relación entre la altura a la que se calcula el factor reductivo por momento de volteo y la altura total de la construcción), pero no menor que el producto de la fuerza cortante en el nivel en cuestión multiplicada por su distancia al centro de gravedad de la parte de la estructura que se encuentre por encima de dicho nivel. En pán-dulos invertidos no se permite reducción de momento de volteo.

VII. - La excentricidad torsional calculada en cada nivel se tomará como la distancia entre el centro de torsión del nivel correspondiente y la fuerza cortante en dicho nivel. Para fines de diseño, el momento torsionante se tomará igual a la fuerza cortante de entrepiso multiplicada por la excentricidad que para cada marco resulte más desfavorable de la siguiente $1.5e_s + 0.1b$ ó $e_s - 0.1b$, donde e_s es la excentricidad torsional calculada en el entrepiso considerado y b es la máxima dimensión en planta de dicho entrepiso medida perpendicularmente a la dirección del movimiento del terreno.

ARTICULO 241.—ANÁLISIS DINAMICO. Se aceptarán como métodos de análisis dinámico el análisis modal y el cálculo paso a paso de respuestas a temblores específicos.

Si se usa el análisis modal, deberá incluirse el efecto de todos los modos naturales de vibración con período mayor o igual que 0.4 seg., pero en ningún caso podrán considerarse menos de 3 modos. Puede desprejarse el efecto dinámico torsional de excentricidades estáticas. En tal caso, el efecto de dichas excentricidades y de la excentricidad accidental se calculará como lo especifica el artículo correspondiente al análisis estático.

Para calcular la participación de cada modo natural en las fuerzas laterales actuando sobre la estructura, se supondrán las aceleraciones espectrales de diseño especificadas en el artículo 236 de este Reglamento, incluyendo la reducción que ahí mismo se fija. Esta reducción no será aplicable a las deformaciones calculadas.

Las respuestas modales R_i (donde R_i puede ser fuerza cortante, deformación, momento de volteo, etc.,) se combinarán de acuerdo con la expresión:

$$R = (\sum R_i^2)^{1/2}$$

salvo los casos en que en el cálculo de los modos de vibración se hayan tomado en cuenta los grados de libertad correspondientes a torsión o a deformaciones de apéndices. En estos casos, los efectos de los modos naturales se combinarán de acuerdo con el criterio que aprueba el Departamento.

Si se emplea el método de cálculo paso a paso de respuestas a temblores específicos, podrá acudirse a acelerogramas de temblores reales o de movimientos simulados, o a combinaciones de éstos siempre que se usen no menos de cuatro movimientos representativos, independientes entre sí, cuyas intensidades sean compatibles con los demás criterios que consigna el presente Reglamento, y que se tengan en cuenta el comportamiento no lineal de la estructura y las incertidumbres que haya en cuanto a sus parámetros.

ARTICULO 242.—ESTADO LIMITE POR DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES. Las deformaciones laterales de cada entrepiso debidas a fuerza cortante no excederán de 0.008 veces la diferencia de elevaciones correspondientes, salvo donde los elementos que no forman parte integrante de la estructura estén ligados a ella en tal forma que no sufran daños por las deformaciones de ésta. En este caso el límite en cuestión deberá tomarse igual a 0.016. En el cálculo de los desplazamientos se tomará en cuenta la rigidez de todo elemento que forme parte integrante de la estructura.

ARTICULO 243.—ESTADO LIMITE POR ROTURA DE VIDRIOS. En las fachadas, tanto interiores como exteriores, los vidrios de las ventanas se colocarán en los marcos de éstos dejando en todo el derredor de cada panel una holgura por lo menos igual a la mitad del desplazamiento horizontal relativo entre sus extremos, calculado a partir de la deformación por cortante de entrepiso y dividido entre $1 + H/B$, donde B es la base y H la altura del tablero de vidrio de que se trate. Podrá omitirse esta precaución cuando los marcos de las ventanas estén ligados a la estructura de tal manera que las deformaciones de ésta no los afecten.

ARTICULO 244.—ESTADOS LIMITE POR CHOQUES CONTRA ESTRUCTURAS ADYACENTES. Cada construcción deberá separarse de sus linderos con los predios vecinos, una distancia igual al desplazamiento horizontal acumulado calculado en cada nivel, aumentando en 0.001, 0.0015 y 0.002 de su altura, en las zonas I, II y III respectivamente.

En caso de omitirse este cálculo esta separación deberá ser cuando menos de 0.006, 0.007 y 0.008 de su altura, en las zonas I, II y III respectivamente. La separación en ningún caso será inferior a 5 cm.

Para las juntas de dilatación regirá el mismo criterio que para los linderos de colindancia, a menos que se tomen precauciones especiales para evitar daños por choques.

ARTICULO 245.—TANQUES. En el diseño de tanques deberán tomarse en cuenta las presiones hidrodinámicas y las oscilaciones del líquido almacenado, así como los momentos que obren en el fondo del recipiente. De acuerdo con el tipo de la estructura que los soporte, se adoptarán los valores de Q que se fijan en el artículo 235 de este Ordenamiento correspondientes a la estructuración 1 y los criterios de análisis estático especificados en el artículo 240 de este Reglamento.

ARTICULO 246.—MUROS DE RETENCION. Los empujes que ejercen los rellenos sobre los muros de retención, debidos a la acción de los sismos, se valorarán suponiendo que el muro y la zona de relleno por encima de la superficie crítica de deslizamiento se encuentran en equilibrio límite bajo la acción de las fuerzas debidas a carga vertical, y a una aceleración horizontal igual a $c/3$ veces la gravedad. Podrán asimismo emplearse procedimientos diferentes cuando sean previamente aprobados por el Departamento.

ARTICULO 247.—OTRAS ESTRUCTURAS. El análisis y diseño de las estructuras que no puedan clasificarse en alguno de los tipos descritos, se hará de manera congruente con lo que establece el presente reglamento para los tipos aquí tratados, previa aprobación del Departamento.

ARTICULO 248.—ESTRUCTURAS DAÑADAS. Cuando a raíz de un sismo una construcción sufra daños en sus elementos, sean o no estructurales, el dueño del inmueble deberá presentar un proyecto de reparación o de refuerzo al Departamento suscrito por un Director Responsable de Obra.

El proyecto y su ejecución se realizarán bajo la responsabilidad del Director Responsable.

CAPITULO XXXVIII

Diseño por Viento

ARTICULO 249.—GENERALIDADES. Las construcciones se analizarán suponiendo que el viento puede actuar por lo menos en dos direcciones horizontales perpendiculares entre sí.

Los factores de carga para diseño por viento serán los que se especifican para acciones accidentales en el artículo 220 de este Reglamento.

Para verificar la estabilidad general de las construcciones en cuanto a volteamiento, se analizará esta posibilidad suprimiendo las cargas vivas que contribuyan a disminuir el efecto. Para estos fines el factor de carga se tomará igual a 1.4.

Deberá estudiarse el efecto local de presiones interiores. En todos los casos se revisará la estabilidad de la cubierta o de sus anclajes.

Serán aplicables los criterios generales de análisis que señala el artículo 214 del presente cuerpo normativo.

ARTICULO 250.—CLASIFICACION DE LAS ESTRUCTURAS. De acuerdo con su uso, las construcciones se clasificarán igual que para efectos de diseño sísmico, según el artículo 232 de este Reglamento.

De acuerdo con la naturaleza de los principales efectos que el viento puede ocasionar en las estructuras, éstas se clasificarán en cuatro tipos:

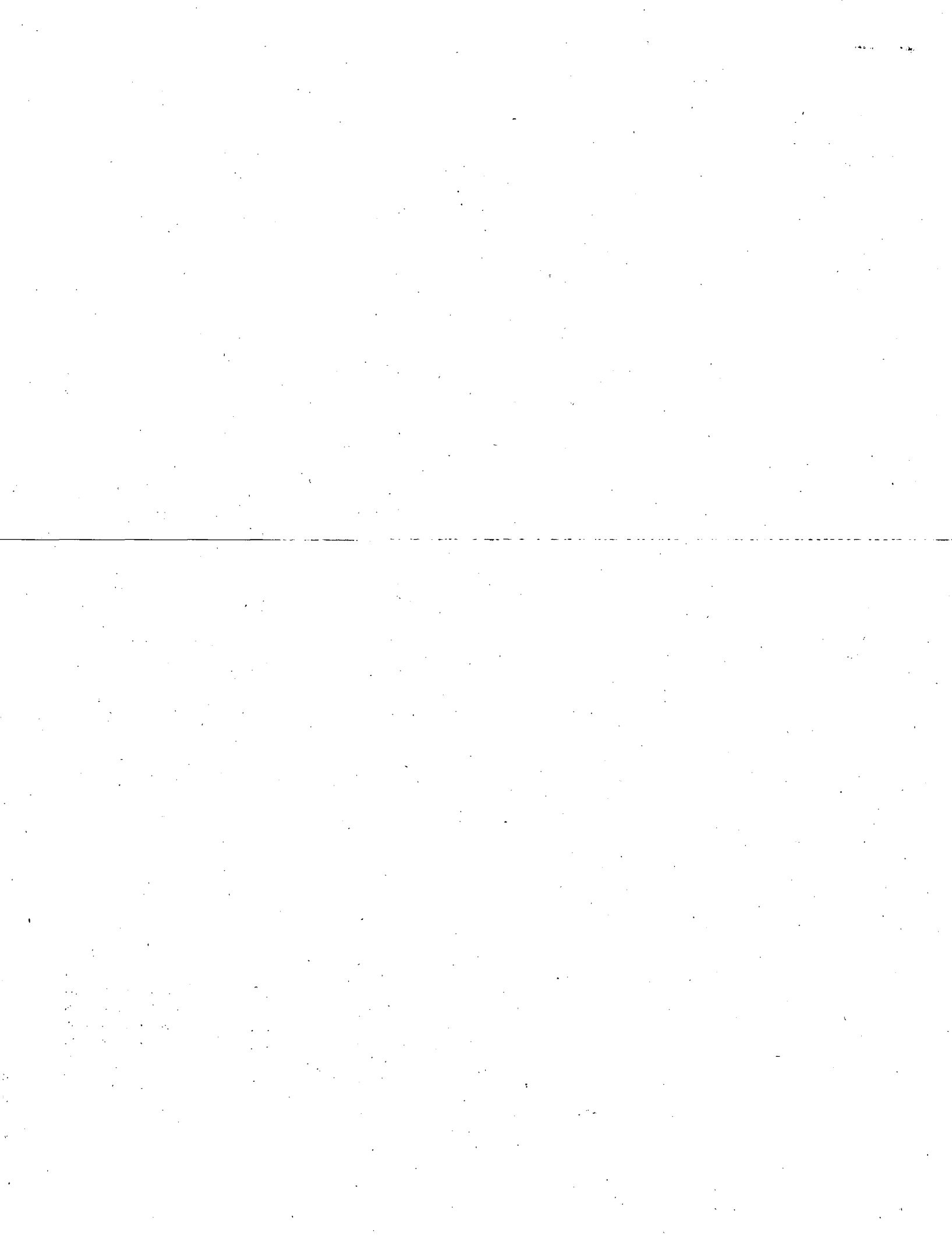
TIPO 1. Comprende las estructuras poco sensibles a las ráfagas y a los efectos dinámicos de viento. Incluye específicamente las siguientes construcciones:

a) Edificios de habitación u oficinas, con altura menor de 60 m. o período natural menor de 2 seg.; y

b) Las construcciones cerradas, techadas con sistemas de arcos, traveses, armaduras, losas, cascarones u otros sistemas de cubierta rígidas; es decir, que sean capaces de tomar las cargas debidas a viento sin que varíe esencialmente su geometría. Se excluyen las cubiertas flexibles, como las de tipo colgante, a menos que por la adopción de una geometría adecuada, la aplicación de presfuerzo u otra medida se logre limitar la respuesta estructural dinámica.

TIPO 2. Comprende las estructuras cuya esbeltez o dimensiones reducidas en su sección transversal las hace especialmente sensibles a las ráfagas de corta duración, y cuyos períodos naturales largos favorecen la ocurrencia de oscilaciones importantes. Se cuentan en este tipo, los edificios para habitación u oficinas con esbeltez, definida como la relación entre la altura y la mínima dimensión en planta, mayor de 5, o con período fundamental mayor de 2 segundos, o altura mayor de 60 metros.

Se incluyen también las torres atrantadas o en voladizo para líneas de transmisión, antenas, tanques elevados



CENTRO DE EDUCACION CONTINUA

DIVISION DE ESTUDIOS SUPERIORES FACULTAD DE INGENIERIA

III CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERIA SISMICA

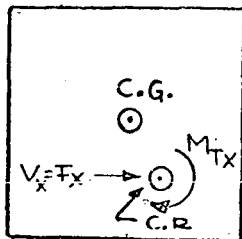
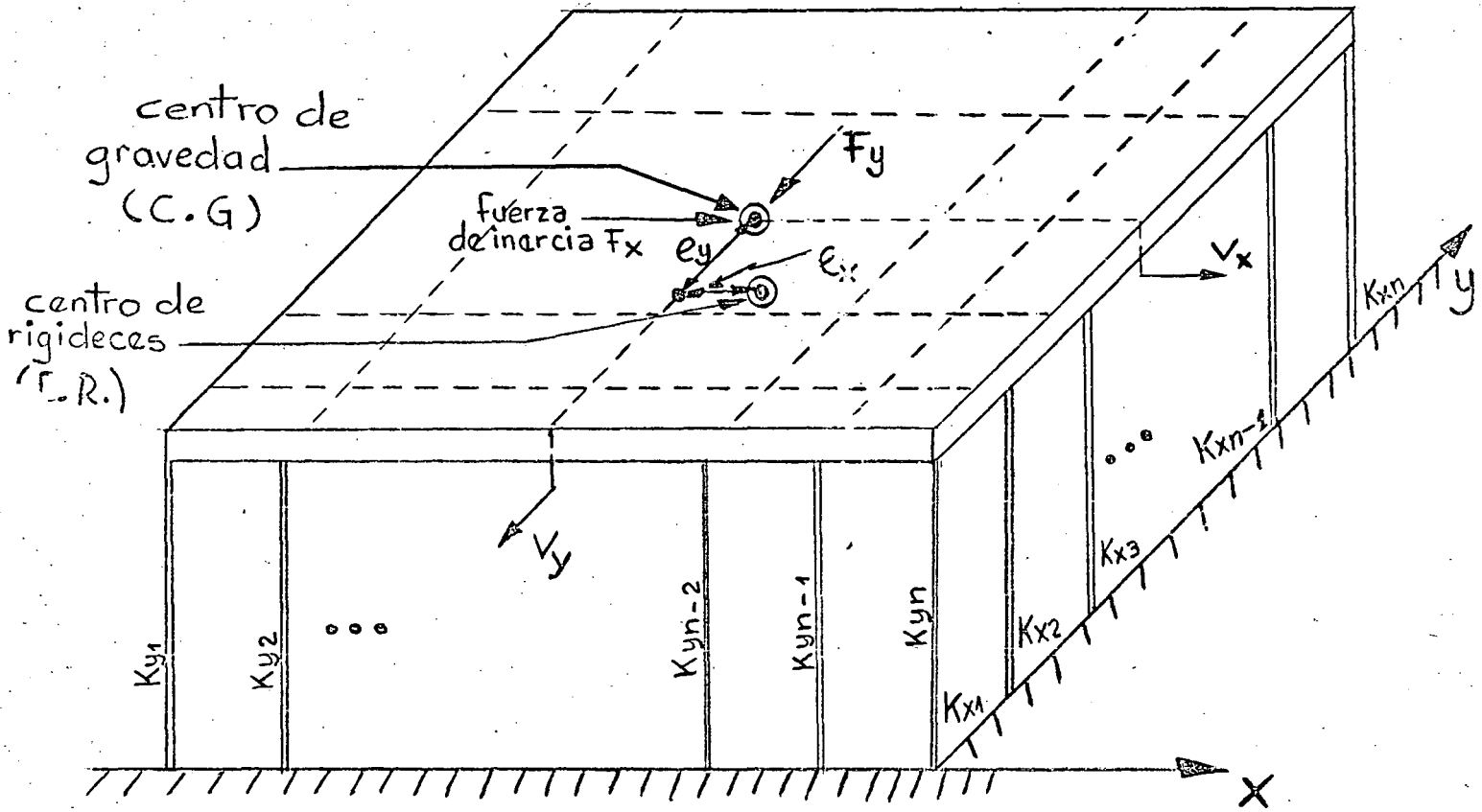
DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOS

DR. OCTAVIO A. RASCON

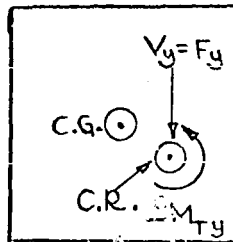
AGOSTO 1977

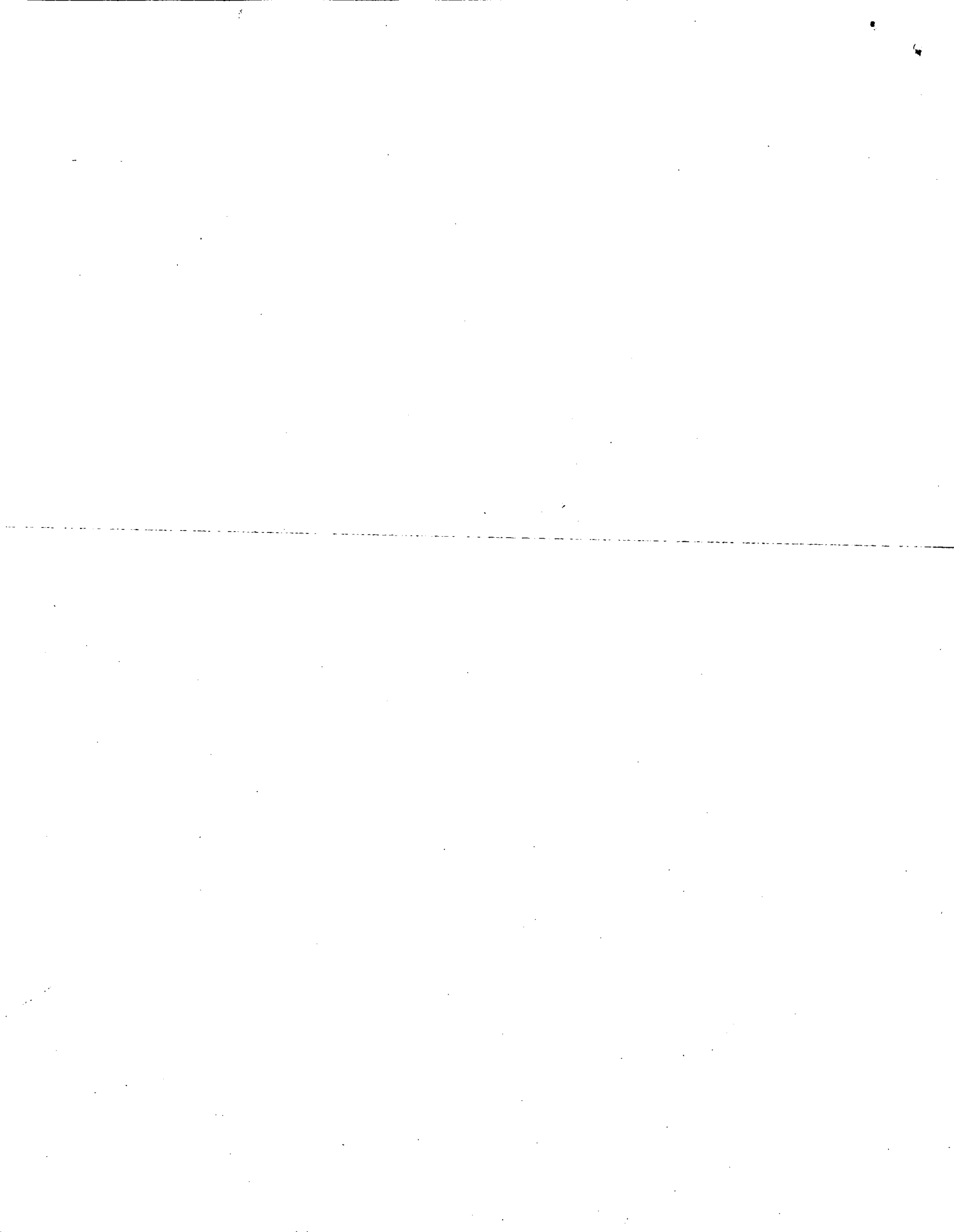


DISTRIBUCION DE FUERZAS CORTANTES DIRECTAS Y POR TORSION

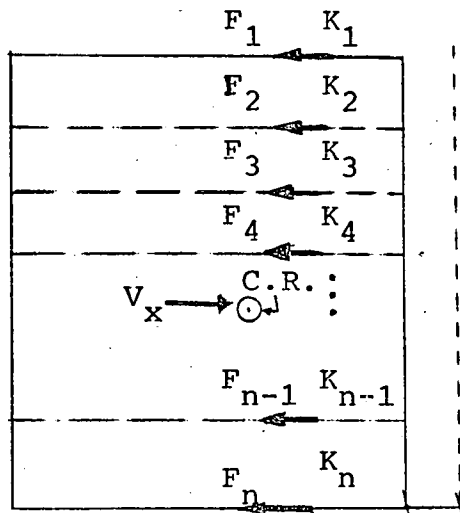


+





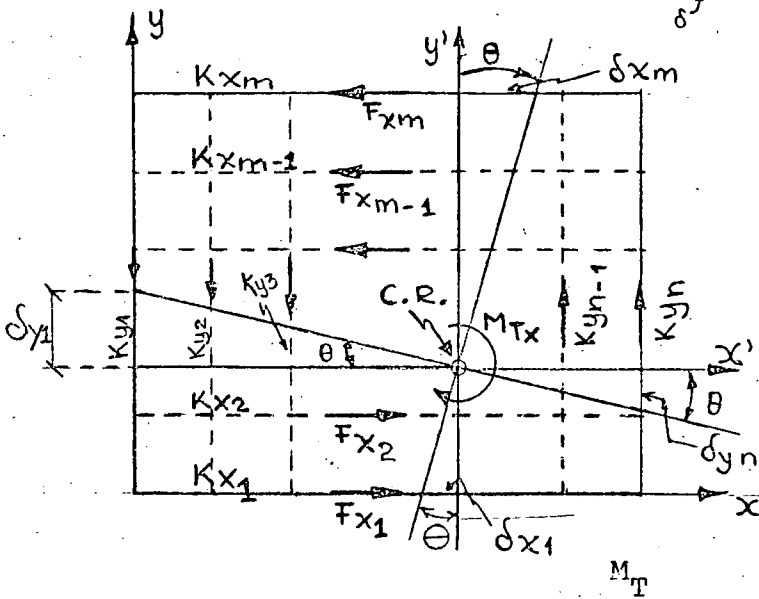
VEAMOS COMO SE DISTRIBUYEN LAS FUERZAS CORTANTES EN LOS MARCOS



$$F_i = K_i \delta$$

$$\sum F_i = \sum K_i \delta = V_x \therefore \delta = \frac{V_x}{\sum K_i}$$

$$F_i = V_x \frac{K_i}{\sum_{i=1}^n K_i}$$



$$F_{x_i} = K_{x_i} \delta_{x_i} = K_{x_i} X'_i \theta$$

$$F_{y_i} = K_{y_i} \delta_{y_i} = K_{y_i} Y'_i \theta$$

$$\sum M_{C.R.} = \sum F_{x_i} X'_i + \sum F_{y_i} Y'_i$$

$$= \theta (\sum K_{x_i} X_i'^2 + \sum K_{y_i} Y_i'^2)$$

$$= M_{T_x}$$

DE DONDE $\theta = \frac{M_{T_x}}{\sum K_{x_i} X_i'^2 + \sum K_{y_i} Y_i'^2}$

POR LO QUE

$$F_{x_i} = M_{T_x} \frac{K_{x_i} X'_i}{\sum K_{x_i} X_i'^2 + \sum K_{y_i} Y_i'^2} ; F_{y_i} = M_{T_x} \frac{K_{y_i} Y'_i}{\sum K_{x_i} X_i'^2 + \sum K_{y_i} Y_i'^2}$$



5.6 EJEMPLO DE REDUCCION DE LAS FUERZAS CORTANTES EN ANÁLISIS ESTÁTICO, TOMANDO EN CUENTA EL VALOR DEL PERIODO FUNDAMENTAL

En la tabla siguiente se muestran los valores de los pesos, rigideces de entrepiso, fuerzas cortantes obtenidas en el ejemplo 5.2.

Para calcular el periodo fundamental el inciso II del art. 240 da la expresión:

$$T = 6.3 \left\{ \frac{\sum W_i X_i^2}{\sum P_i X_i} \right\}^{1/2} \quad \text{donde } g \text{ es la aceleración de la gravedad.}$$

Los cálculos se presentan en la siguiente tabla.

Entrepiso o nivel	W_i (Ton)	P_i (Ton)	K_i (Ton/cm)	V_i (Ton)	Δ_i (cm)	X_i (cm)	X_i^2	$W_i X_i^2$ (Ton·cm ²)	$P_i X_i$ (Ton·cm)
3	200	16.25	80	16.25	0.2031	0.6581	.43310	86.620	10.694
2	400	22.75	200	39.00	0.1950	0.4550	.20703	82.810	10.351
1	400	13.00	200	52.00	0.2600	0.2600	.06760	27.040	3.380
Σ								196.67	24.425

$$T = 6.3 \left\{ \frac{1}{981} \times \frac{196.67}{24.425} \right\}^{1/2} = 0.571 \text{ seg}$$

Para la zona I $T_1 = 0.3$ y $T_2 = 0.8$

Entonces:

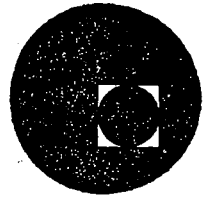
$$0.3 < 0.571 < 0.8, \quad T_1 < T < T_2$$

y no se permite reducción en este caso.





centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOS





eunirco nobsoubs eb oyrno
 autotegus coltufes eb nairvib
 tenn ,aitatagai eb balluar



4.1 INTRODUCCION. Toda la energía que recibe un edificio que se comporta elásticamente durante un temblor, cada vez que su base se mueve en un sentido, es almacenada como energía de deformación, y devuelta durante el movimiento en sentido contrario. En cambio, ^{si} el comportamiento es inelástico, una parte de la energía se disipa en forma de amortiguamiento y flujo plástico, y solamente se almacena el resto.

Puesto que los edificios modernos se diseñan en general tomando como base - respuestas mucho menores que las que corresponden a un comportamiento elástico - ilimitado, bajo sismos intensos sufren deformaciones plásticas en zonas localizadas, en las que se disipa un porcentaje elevado de la energía; además, a diferencia de las construcciones antiguas, carecen casi totalmente de muros divisorios y otros elementos no estructurales, de manera que la estructura propiamente dicha - debe disipar casi toda la energía impartida por los temblores.

Una estructura reticular hiperestática dúctil puede admitir deformaciones - inelásticas importantes, localizadas en las zonas en que las sollicitaciones son - máximas, las que se convierten eventualmente en articulaciones plásticas que permiten que haya una redistribución de elementos mecánicos, de manera que en emergencias severas los miembros menos cargados acuden en ayuda de los mas cargados, y la resistencia máxima depende del conjunto y no del elemento mas débil en el - intervalo elástico. Además, si el número de articulaciones plásticas asociadas con el mecanismo de colapso es elevado, durante su formación y rotación se disipa una gran cantidad de energía, y se reduce considerablemente la demanda de capacidad de absorción en las zonas en que los esfuerzos se mantienen por debajo del límite de elasticidad.

El acero estructural es un material muy dúctil, con el que se pueden obtener estructuras hiperestáticas que llenan los requisitos de los párrafos anteriores; es, por consiguiente, muy adecuado para la construcción en zonas sísmicas. Sin --

embargo, su ductilidad no se conserva necesariamente en las estructuras, por lo que el diseño y la construcción deben hacerse de manera que no se pierda esa propiedad.

4.2 COMPORTAMIENTO DE ESTRUCTURAS DE ACERO DURANTE TEMBLORES REALES (hojas 2A y 3A)

4.3 MARCOS RIGIDOS. El comportamiento de un marco rígido completo, o de un entrepiso de uno de varios niveles, sometido a la acción de cargas verticales constantes y fuerzas horizontales crecientes, queda definido por su gráfica $Q-\Delta$, - fuerza horizontal-desplazamiento lateral (Fig. 4.1).

Desde que se inicia el proceso de carga, y hasta que se forma la primera articulación plástica, todo el marco está en el intervalo elástico (para simplificar la discusión se están ignorando los esfuerzos residuales y se está suponiendo que el factor de forma de las secciones empleadas en la estructura es igual a 1.0).

Los incrementos adicionales de carga son resistidos por una estructura de rigidez deteriorada por la aparición de la primera articulación plástica, la que experimenta rotaciones crecientes bajo momento flexionante constante, igual al momento plástico resistente de la sección, M_p , cuando aumentan los desplazamientos laterales.

Cuando aparece la segunda articulación plástica disminuye otra vez la rigidez del conjunto, y el proceso continúa, formándose un número cada vez mayor de articulaciones, hasta que la estructura se convierte en un mecanismo que se desplaza lateralmente mientras disminuye la fuerza horizontal. Todas las articulaciones experimentan rotaciones plásticas, que son generalmente máximas en las que se forman primero y disminuyen de magnitud en las siguientes, mientras los momentos se conservan iguales a los momentos plásticos resistentes de las secciones respectivas.

La que se acaba de describir es la forma de trabajo más eficiente de una estructura de acero, ya que la carga que ocasiona la formación del mecanismo de colapso en la estructura completa es la máxima que puede soportar y a la que corresponde una mayor absorción de energía antes de la falla; sin embargo, hay un número

4.2 COMPORTAMIENTO DE ESTRUCTURAS DE ACERO DURANTE TEMBLORES REALES. El comportamiento de edificios con estructura de acero durante sismos reales ha sido satisfactorio en general, ^{desde el punto de vista de su resistencia.} Las estructuras han tenido resistencia suficiente aún en edificios de hasta 10 ó 12 pisos diseñados exclusivamente por carga vertical o con juntas Flexibles, capaces de transmitir únicamente momentos reducidos. Sin embargo, los muros, cancelos y otros elementos no estructurales han sufrido en ocasiones daños considerables, debido a una rigidez lateral insuficiente.

Sólo dos temblores intensos han afectado ciudades con un número elevado de edificios altos con estructura de acero: el de San Francisco de 1906 (magnitud $8\frac{1}{4}$, según la escala de Richter) y el de julio de 1957 en la Ciudad de México, de magnitud 7.5.

En San Francisco, los edificios altos con estructura de acero completa se comportaron satisfactoriamente; algunos de ellos estaban provistos de marcos rígidos o contraventeo en diagonal, mientras que otros no tenían más resistencia lateral adicional que la proporcionada por los muros de relleno, omitidos en planta baja en la mayoría de los casos; a pesar de que las juntas viga-columna eran semirígidas, los daños en las estructuras fueron despreciables. Los edificios afectados fueron uno de 19 pisos, uno de 16, ocho entre 11 y 15 y once de 6 a 10 pisos.

Había también un cierto número de construcciones con muros exteriores de carga y marcos interiores de acero, ^{aunque} sufrieron más daños, no se produjo ningún colapso (ref. 4.1).

En 1957 había en la Ciudad de México un número importante de edificios con estructura de acero de alturas comprendidas entre 10 y 22 pisos; además, un par de años antes se terminó la construcción de uno de 45 pisos; este, la Torre Latinoamericana, es bien conocido por su excelente comportamiento, ya que no sufrió daños de ningún tipo durante el temblor.

Un edificio de 20 pisos, totalmente soldado en taller y en obra, tampoco resintió daños aunque se diseñó para fuerzas horizontales estáticas correspondientes a un coeficiente sísmico de tan sólo 0.025, constante en toda la altura.

En la época en que se construyeron estos edificios se utilizaban exclusivamente métodos elásticos de análisis y diseño, y ^{no se tomaba} ninguna precaución especial para asegurar un comportamiento adecuado en el intervalo inelástico; sin embargo, conviene señalar que las especificaciones de diseño en vigor llevaban probablemente a estructuras más robustas que las que se obtendrían ahora.

Muchos edificios diseñados exclusivamente para cargas verticales, o con fuerzas horizontales muy reducidas, soportaron el temblor sin daños estructurales, pero con problemas excesivos en muros, cancelas, etc; varios de ellos tuvieron que ser rigidizados posteriormente, y cuando menos uno fué demolido.

El comportamiento descrito pone en evidencia la alta capacidad que tienen las estructuras de acero para resistir temblores de intensidad mucho mayor que la de diseño, aún cuando no se tomen precauciones especiales para aumentar su capacidad de absorción de energía, y la necesidad de utilizar en muchas ocasiones elementos rigidizantes para evitar daños no estructurales excesivos.

Los edificios altos con estructura de acero afectados en temblores posteriores (Anchorage, Alaska, 1964; Caracas, Venezuela, 1967; Managua, Nicaragua, 1972; Ciudad de Guatemala, 1976) han sido pocos, y han tenido también un comportamiento excelente.

grando de factores que pueden hacer que el comportamiento no sea el descrito y que la estructura falle bajo cargas menores que la de colapso plástico.

Los fenómenos más importantes que pueden ocasionar una falla prematura son - los siguientes:

1. Incapacidad de alcanzar el momento plástico resistente en alguna o algunas de las secciones en que deben aparecer articulaciones plásticas.

2. Capacidad de rotación insuficiente.

3. Falla de miembros aislados.

4. Falla de conexiones.

5. Inestabilidad de conjunto de la estructura completa o de parte de ella.

El pandeo local de alguno de los elementos planos que la componen, el pandeo lateral del miembro del que forma parte, o la fractura debida a ductilidad insuficiente del material (algunos aceros de alta resistencia, por ejemplo), o a que la pierda durante procesos inadecuados de fabricación, por trabajar a temperaturas muy bajas o sometido a estados triaxiales de esfuerzos o a sollicitaciones que ocasionen fatiga, son fenómenos que pueden hacer que una sección falle cuando el momento no llega todavía al plástico teórico, o bajo el momento plástico pero cuando las rotaciones son menores que las necesarias para que se forme el mecanismo de colapso.

La Falla de una viga o columna fuera de las articulaciones plásticas puede - deberse a pandeo local o lateral o a una combinación de ambos, y las conexiones - pueden ser incapaces de resistir los elementos mecánicos que les transmiten las vigas y columnas que concurren en ellas.

Finalmente, si la estructura es poco rígida lateralmente los efectos de segundo orden producidos por las cargas verticales al obrar sobre la estructura deformada pueden ocasionar una falla por inestabilidad de conjunto de la estructura completa o de alguno de sus entrepisos, bajo fuerzas horizontales menores que las que ocasionarían la formación del mecanismo de colapso.

Todos los fenómenos anteriores han sido objeto de copiosas investigaciones, teóricas y experimentales, en elementos estructurales y marcos rígidos completos sometidos a cargas que crecen monótonicamente hasta la falla, pero su comportamiento bajo solicitaciones cíclicas se ha empezado a estudiar hace relativamente pocos años, y no se cuenta todavía con información suficiente para conocerlo por completo.

Las estructuras deben diseñarse de manera que las deformaciones plásticas se presenten en zonas en las que las solicitaciones conservan magnitudes elevadas, puesto que el trabajo absorbido es función de las deformaciones y de las fuerzas interiores correspondientes; por este motivo, en los marcos rígidos conviene buscar que las articulaciones se formen en las vigas, que pueden admitir rotaciones importantes cuando actúa en ellas el momento plástico íntegro, y no en las columnas, cuya capacidad de rotación se ve disminuida por fuerza axial y que, aún en los casos en que admiten rotaciones importantes lo hacen bajo un momento reducido, M_{pc} , que puede ser mucho menor que el plástico completo, sobre todo si la compresión es importante.

Además, debe lograrse un equilibrio entre la rigidez y la resistencia de las diversas partes, porque las más rígidas atraen una porción más elevada de la fuerza sísmica, y si no pueden resistirla constituyen eslabones débiles de la estructura; este aspecto debe tenerse en cuenta durante todo el proceso de diseño, desde que empieza a planearse la estructuración hasta que se dimensionan los últimos detalles.

4.4 MIEMBROS ESTRUCTURALES. COMPORTAMIENTO Y DISEÑO. Una curva como la de la Fig. 4.1 contiene toda la información necesaria sobre el comportamiento de un marco bajo cargas verticales constantes y fuerzas horizontales que crecen monótonicamente hasta la falla, pues además de proporcionar su resistencia máxima permite determinar el desplazamiento correspondiente a cualquier intensidad de las fuerzas horizontales y da una medida de su capacidad de absorción de energía. Conocida la curva carga-desplazamiento se puede determinar el coeficiente de seguridad con res-

pecto al colapso y la magnitud de los desplazamientos que experimenta el marco bajo cargas de trabajo; si el primero o los segundos no son aceptables se modifican los perfiles, ajustándolos hasta que la curva indique que el comportamiento es el deseado. En marcos de edificios de varios niveles se necesita, en teoría, la curva de cada uno de los entrepisos, pero para fines prácticos de diseño suele bastar con conocer la de un número reducido de ellos, representativos de todos los demás.

El comportamiento de un marco durante un temblor no es igual al que tendría si obraran sobre él fuerzas horizontales de magnitud creciente aplicadas siempre en el mismo sentido, pero las curvas $Q-\Delta$ que se obtienen en esas condiciones proporcionan una buena indicación de su respuesta bajo sollicitaciones sísmicas. Más adelante se discuten algunos resultados relativos al comportamiento de marcos con cargas -- horizontales cíclicas.

Para obtener la curva $Q-\Delta$ de una estructura deben conocerse las características de los elementos que la componen, de manera que primero hay que diseñar las -- vigas y columnas y conexiones entre ellas, y determinar después la curva fuerza -- horizontal-desplazamiento, para saber si el trabajo de la estructura en conjunto es adecuado. De aquí la necesidad de estudiar el comportamiento y los métodos de diseño de los elementos que componen la estructura y de las uniones entre ellos.

4.4.1 VIGAS. Las vigas soportan directamente las cargas verticales, vivas y muertas, que obran sobre la estructura, al mismo tiempo que mantienen a las columnas con la configuración necesaria para que puedan resistir fuerzas horizontales (en -- marcos no contraventados) y contribuyen a la rigidez del conjunto. Obran sobre -- ellas fuerzas transversales y momentos aplicados en los extremos que producen flexiones importantes, acompañadas por fuerzas cortantes; las fuerzas normales suelen ser despreciables, excepto cuando las vigas forman parte de crujeas contraventadas. Se tratan básicamente como miembros en flexión, y la fuerza cortante influye en su -- comportamiento sólo en casos poco frecuentes.

Los aspectos fundamentales del comportamiento de las barras flexionadas por momentos de intensidad creciente se determinan estudiando experimentalmente vigas con cargas transversales alojadas en su plano de simetría, que crecen lentamente desde cero hasta llegar a la resistencia máxima de la barra, y trazando las curvas que relacionan las deflexiones en el plano de carga y en planos normales a él con la magnitud de las fuerzas exteriores.

En la Fig. 4.2 se ha dibujado el conjunto de curvas que se obtiene experimentalmente al cargar hasta el colapso la viga mostrada, cuyo tercio central trabaja en flexión pura ^{4,1,4,3}; los puntos de aplicación de las cargas y los apoyos están provistos de soportes que impiden los desplazamientos laterales de los dos patines y la rotación de las secciones transversales alrededor del eje longitudinal.

En la Fig. 4.2 se muestra el comportamiento de la viga en el plano de la flexión y fuera de él, por medio de las curvas momento-deflexión vertical y momento-deflexión lateral de los patines, trazadas para la sección media del tramo central.

La respuesta inicial, elástica lineal, termina al comenzar el flujo plástico, cuando la suma de los esfuerzos residuales y los normales producidos por las cargas llega por primera vez al esfuerzo de fluencia σ_y , en alguna de las secciones del tramo central.

Al fluir plásticamente una porción cada vez mayor del material de la parte de la viga que está en flexión uniforme disminuye su capacidad para soportar incrementos adicionales de carga, hasta que finalmente desaparece, cuando el momento flexionante iguala al plástico resistente de la sección, M_p ; a partir de ese instante la curva $M-U$ se hace aproximadamente horizontal, pues la deformación crece sin cambio apreciable en la carga hasta que llega a ser varias veces mayor que la existente cuando se inicia el flujo plástico.

El patín comprimido del tramo central se empieza a desplazar lateralmente cuando el momento flexionante vale M_p , y sus deflexiones aumentan gradualmente al mismo

tiempo que crecen los desplazamientos verticales V_0 ; las secciones transversales pierden su forma inicial y se distorsionan como se muestra esquemáticamente en la figura 4.2b

Finalmente, la resistencia de la viga se agota cuando se pandea localmente el lado crítico del patín comprimido, en la región central.

El comportamiento que se acaba de describir es típico de vigas provistas de - contraventeo lateral y formadas por elementos planos con relaciones ancho/groeso - adecuadas para posponer la falla por pandeo lateral o local hasta después de que se presenten deformaciones plásticas importantes bajo un momento igual al de plastificación de sus secciones transversales, pero hay otros posibles comportamientos; algunos de ellos se ilustran en la Fig. 4.3, por medio de sus curvas momento-de-- flexión en el plano de la carga.

La curva ^{llena} OAB corresponde a vigas que no se pandean lateral ni localmente, cuyo material llega a entrar en el intervalo de endurecimiento por deformación; este caso es poco frecuente en estructuras reales.

La situación más común, que se describió tomando como base la Fig. 4.2, es la correspondiente a la curva OAC.

OADE corresponde a una viga en la que el momento flexionante varía rápidamente a lo largo del ojo; el endurecimiento por deformación en la zona de momento máximo hace que ésta suba por arriba de M_p ; después la curva desciende, cuando se inician fenómenos de pandeo lateral y local.

Las curvas OAFG, OAHJ y OJK describen fallas por pandeo lateral o local o por combinación de ambos, las dos primeras en el intervalo inelástico y la tercera en - el elástico.

La curva OAB representa el mejor comportamiento posible y OAC corresponde a un comportamiento que es también muy satisfactorio, siempre que la zona DN, durante la que se presentan deformaciones crecientes bajo momento M_p constante, sea de amplitud

suficiente para que la barra tenga la ductilidad necesaria para el trabajo correcto de la estructura de la que forma parte.

PANDEO LATERAL. Las curvas de la Fig. 4.4 muestran esquemáticamente el comportamiento de una viga en flexión; la curva $M_0-\theta$, momento-rotación en un extremo, representa el comportamiento en el plano de cargas y las curvas M_0-u ó $M_0-\phi$, momento-desplazamiento lateral o momento-rotación alrededor del eje longitudinal, describen el pandeo lateral. Si la viga fuese perfectamente recta y no hubiese ninguna excentricidad en las cargas, las curvas M_0-u y $M_0-\theta$ serían como las trazadas con línea llena, y el punto A correspondería a la bifurcación del equilibrio; a partir de él la viga puede, en teoría, admitir momentos mayores manteniéndose en su plano (trayectoria AB) o desplazarse lateralmente bajo momento prácticamente constante, de acuerdo con AC.

En las vigas reales no hay nunca bifurcación del equilibrio, pues las imperfecciones iniciales inevitables hacen que los desplazamientos laterales comiencen desde que se empiezan a aplicar las cargas, y la falla no es por pandeo propiamente dicho; sin embargo, la carga crítica teórica es un límite superior de la resistencia real, que se utiliza con fines de diseño.

Desde el punto de vista de su resistencia al pandeo lateral, una viga de acero en flexión se comporta de alguna de las maneras siguientes: si es muy corta, sus secciones transversales se plastifican por completo antes de pandearse, de manera que resiste el momento M_p y aún lo supera, gracias al endurecimiento por deformación; si es de longitud intermedia su resistencia disminuye por la plastificación parcial que precede al pandeo, que se inicia en el intervalo inelástico, y si es larga su capacidad de carga queda controlada por pandeo elástico; un mismo perfil puede tener cualquiera de los tres comportamientos, dependiendo de la separación que haya entre las secciones transversales fijas lateralmente.

Los tres intervalos en que se descompone el comportamiento de las barras -- flexionadas se ilustran en la Fig. 4.5, en la que se muestran los momentos resistentes en función de las longitudes libres de pandeo. En las zonas en que se produce la formación de articulaciones plásticas correspondientes al mecanismo de colapso, las vigas de marcos rígidos de edificios que se construyan en zonas sísmicas deben estar en el primer intervalo, en el que la inestabilidad lateral no evita que se alcance, o aún sobrepase, el momento plástico resistente, ni reduce sustancialmente la capacidad de rotación del perfil. En zonas alejadas de las articulaciones plásticas pueden estar en cualquiera de los otros dos intervalos, pero deben diseñarse con coeficientes de seguridad adecuados para evitar fallas por inestabilidad antes de que se forme el mecanismo.

INESTABILIDAD DE VIGAS COMPLETAMENTE PLASTIFICADAS. En los perfiles de acero de sección I ó H flexionados alrededor del eje de mayor momento de inercia se presentan dos fenómenos de inestabilidad, pandeo lateral y pandeo local, que constituyen debilidades propias de esos perfiles por lo que aparecen siempre, eventualmente, aunque se tomen precauciones para evitarlos; sin embargo, si las relaciones ancho/grueso de los elementos planos que los constituyen se conservan dentro de ciertos límites, y se coloca un contraventeo lateral adecuado, se logra que las dos formas de pandeo se retrasen lo suficiente para que los perfiles mencionados se comporten satisfactoriamente, tanto bajo cargas estáticas como dinámicas, es decir, para que sean capaces de soportar el momento plástico y de mantenerlo durante rotaciones -- importantes.

Las curvas de la Fig. 4.6 muestran un comportamiento adecuado y otro inadecuado, desde el punto de vista de la capacidad de rotación de la viga (se supone que ésta puede resistir el momento M_p , pues de no ser así se tendría una situación más desfavorable que cualquiera de las dos mostradas, y la descarga empezaría antes de que el momento llegase a valor M_p).

En un gran número de experiencias (4.3, 4.4) realizadas con perfiles H Flexionados alrededor del eje de mayor momento de inercia se ha observado que las deflexiones laterales se inician en cuanto el momento llega a M_p , independientemente de la distancia entre puntos soportados lateralmente, pero si esa distancia es menor o igual que una cierta longitud crítica el comienzo del pandeo lateral no corresponde a la falla, la que se presenta eventualmente cuando se pandea localmente el patín comprimido, después de que la viga ha experimentado deformaciones laterales importantes sin que disminuya su resistencia.

El comportamiento de las vigas en flexión uniforme es sustancialmente diferente del de las que están sometidas a momentos de intensidad variable a lo largo de su eje. La disminución eventual de resistencia se debe en los dos casos a una combinación de pandeo local y lateral, pero cambia el orden en que se presentan los dos fenómenos; cuando el momento es constante el patín comprimido se plastifica en una longitud considerable, lo que ocasiona una gran pérdida de rigidez que hace que crezcan rápidamente las deflexiones laterales y las compresiones en la zona cóncava del patín, hasta que aparece una onda de pandeo local originada por esfuerzos de compresión de dos tipos, unos uniformes, ocasionados por la flexión en el plano de carga, y otros que crecen linealmente a lo ancho del patín, debidos a la flexión lateral. En cambio, cuando el momento varía a lo largo del eje de la viga la zona plastificada del patín comprimido es de longitud reducida, y conserva una rigidez apreciable que hace que las deflexiones laterales aumenten muy poco; la falla se inicia por pandeo local debido a esfuerzos uniformes en todo el patín, ocasionados exclusivamente por flexión en el plano de carga, y el colapso se produce por pandeo lateral debido a la pérdida de rigidez producida por el pandeo local del patín comprimido. El comportamiento descrito se comprueba con resultados experimentales (4.5) en los que se demuestra que en perfiles H sometidos a flexión bajo momentos que varían rápidamente de intensidad la descarga se debe a desplazamientos laterales grandes, y la importancia de la relación ancho/grueso disminuye drásticamente.

Cuando se forma una articulación plástica en el extremo de una viga de un marco rígido la región plastificada queda sometida a momentos que varían de intensidad rápidamente a lo largo del eje, y las restricciones que hay en sus extremos son elevadas, pues en uno está en contacto con la zona elástica adyacente, bastante más rígida, y en el otro está ligado a la columna; en esas condiciones, se ha demostrado (4.6, 4.7) que para que el patín comprimido se pandee localmente bajo carga estática, debe plastificarse en una longitud igual a la de una onda de pandeo local, Fig. 4.7.

Si la viga está cargada cíclicamente, de manera que el momento en el extremo conectado con la columna cambia de signo en cada uno de los ciclos, los patines trabajan alternadamente en tensión y compresión; el patín comprimido se pandea localmente cuando las solicitaciones alcanzan un cierto valor, formándose una onda semejante a la que producen las cargas estáticas, Figs. 4.8 y 4.9, la que desaparece cuando cambia el sentido del momento, y se forma en el otro patín; así, las ondas de pandeo en compresión aparecen y desaparecen en cada uno de los ciclos del proceso de carga, y si el pandeo lateral está impedido la falla se inicia eventualmente al formarse una grieta en la zona en que las deformaciones son máximas (ref. 4.8), Fig. 4.8, en la que las severas distorsiones de los patines causan deformaciones inelásticas considerablemente mayores que en el extremo empotrado.

En la ref. 4.8 se resumen los resultados obtenidos cargando cíclicamente vigas en voladizo, por medio de un sistema con el que se controlan los desplazamientos, hacia arriba y abajo, del extremo libre; cuando las deformaciones unitarias en la zona de los patines en contacto con el empotramiento eran de 2.5% no aparecieron grietas en la sección empotrada, y la falla se produjo siempre en la zona de deformaciones máximas de las ondas de pandeo; solamente cuando las deformaciones impuestas

se redujeron a $\pm 1\%$ se inició la falla por agrietamiento en el empotramiento y no en las ondas de pandeo local, después de un número muy elevado de ciclos de carga.

Se deduce de aquí que en estructuras sometidas a solicitaciones que producen condiciones de carga total o parcialmente reversibles el pandeo local es mucho más crítico que la "fatiga de bajo número de ciclos" del material en sí y, si se evita, aumenta considerablemente el número de ciclos que pueden resistir las vigas bajo una deformación dada.

En la Fig. 4.10 se resumen los resultados de las experiencias mencionadas.

De acuerdo con los resultados anteriores, cuando la relación ancho/grueso de los patines se hace menor que la especificada para carga estática aumenta la vida de los perfiles H cargados cíclicamente, al retrasarse la iniciación del pandeo local, y podría lograrse el mismo objeto colocando atiesadores verticales que impidiesen la distorsión de las secciones transversales críticas. Sin embargo, esta conclusión está en desacuerdo con otros resultados experimentales;

do desplazamiento Δ/h máximo de cada entropiso, bajo el temblor de diseño mas --
intenso, se limite a 0.03 para evitar problemas con otros resultados experimentales;
así, en la ref. 4.9 se demuestra que el pandeo local de los patines no ocasiona una
pérdida inmediata de resistencia, y se indica que al formarse las ondas de pandeo --
local y distribuirse las deformaciones máximas puede, incluso, aumentar significati-
vamente la vida de una viga, y en la ref. 4.10 se encuentra que el comportamiento de
perfiles H cuyos patines tienen una relación ancho/grueso mayor que la especificada
para diseño plástico bajo carga estática (21 en vez de 17) es satisfactorio, pues --
aunque el pandeo local se inicia muy pronto no afecta significativamente el comporta-
miento del marco del que forma parte la viga.

A diferencia de las vigas de la ref. 4.8, las de la ref. 4.10 se cargaron con --
fuerzas verticales que permanecieron constantes mientras se aplicaban las horizonta-
les cíclicas, lo que hizo que las ondas de pandeo local no desaparecieran completa-
mente en cada ciclo; además, estuvieron provistas de contraventeo lateral en puntos
separados distancias bastante menores que las especificadas en las normas del AISI,
pero que daban soporte únicamente al patín superior, ya que se trató de reproducir
las condiciones existentes en estructuras reales, en las que el sistema de piso --
proporciona soporte lateral continuo a los patines superiores.

En los resultados de ensayos de subconjuntos formados por una columna y dos --
Fig. 4.11, vigas, sometidos a cargas verticales constantes y horizontales cíclicas, reportados
en la ref. 4.11, se observa que las inversiones de carga acentúan las imperfecciones
locales y aceleran la iniciación del pandeo local y torsional en las regiones de --
las vigas en que se forman articulaciones plásticas, haciendo que disminuyan la ---
resistencia y rigidez de la estructura, lo que lleva a recomendar que se coloque un/
sistema de contraventeo que proporcione soporte lateral a los patines interiores, --
comprimidos, de las regiones plastificadas.

En la ref. 4.12 se describen los resultados obtenidos con dos subconjuntos que --
difieren exclusivamente en las relaciones ancho/grueso de los patines y almas de las

vigas (11.7 y 47 en el primero, 10.2 y 33 en el segundo), provistos de contraventeo lateral, en los patines superiores, con separaciones menores que las especificadas para carga estática; la capacidad de rotación de las vigas del segundo subconjunto ^{de las vigas} ~~del~~ primero; en éste apareció una onda de pandeo local en el patín comprimido cuando la rotación en la articulación plástica era de 0.040rad , y el pandeo lateral se presentó, después de varios ciclos, al invertir la rotación a -0.028rad , con disminución en la resistencia, mientras que en aquel no hubo pandeo local bajo inversiones de la rotación plástica de 0.030rad a -0.016rad , y aunque se formó una pequeña onda al llegar a -0.029rad , el pandeo lateral se inició con rotaciones de 0.040rad , y aún entonces no influyó en la resistencia del espécimen.

Los resultados anteriores indican que el comportamiento de las estructuras mejora cuando se utilizan vigas con relaciones ancho/grueso, en patines y alma, menores que las especificadas para diseño plástico bajo carga estática, y cuando se coloca más contraventeo lateral; sin embargo, en la ref. 4.11 se sugiere que el índice de desplazamiento Δ/h máximo de cada entrepiso, bajo el temblor de diseño más intenso, se limite a 0.03 para evitar problemas excesivos de inestabilidad; en ese caso, si se desprecia la contribución al desplazamiento de las deformaciones elásticas e inelásticas de la junta y de las deformaciones elásticas de las columnas y vigas, la capacidad de rotación máxima necesaria en las articulaciones plásticas de los extremos de las vigas puede tomarse conservadoramente igual a 0.03rad , y aunque los estudios efectuados hasta ahora no permiten asegurarlo de manera definitiva, parece que las vigas que cumplen las relaciones ancho/grueso especificadas para carga estática y que tienen el patín superior soportado lateralmente en forma continua pueden admitir rotaciones de esa magnitud, y aún mayores, sin que disminuya su resistencia.

En resumen, aunque la información experimental con que se cuenta no es del todo concluyente, parece indicar que si las vigas están soportadas lateralmente en forma

selección basta con que se cumplan las relaciones ancho/grueso especificadas para -
diseño plástico bajo carga estática para que su comportamiento bajo carga cíclica sea
satisfactorio; la situación cambia cuando aumenta la longitud no soportada lateral-
mente, pues en ese caso el pandeo lateral se inicia poco después que el local, y la
combinación de ambos ocasiona una falla prematura. En marcos rígidos de edificios
urbanos es fácil lograr que el sistema de piso proporcione soporte lateral continuo
al patín superior de las vigas y, si es necesario, el inferior puede fijarse por -
medio de atiesadores verticales; sin embargo, en estructuras de otros tipos puede -
ser recomendable escoger límites de las relaciones ancho/grueso y de la separación
entre soportes laterales más conservadoras que las que se fijan para carga estática.

CAPACIDAD DE ROTACION. Cuando no se presentan fallas prematuras, las curvas -
carga-deformación de las vigas tienen la forma indicada en la Fig. 4.12 , en la -
que se han tomado el momento y la rotación en el extremo, M y θ , como parámetros
representativos de los sistemas de cargas y deformaciones.

Llamando θ_u a la rotación en el instante en que se inicia la descarga, y θ_p a
la rotación elástica ficticia correspondiente al momento plástico resistente de la
viga (es decir, el ángulo que habría girado el extremo al llegar el momento a M_p si
el comportamiento fuese elástico hasta entonces) la capacidad de rotación de la -
viga, R , es, por definición,

$$R = (\theta_u / \theta_p) - 1 \quad \text{///}$$

R es nula cuando el miembro no puede soportar el momento M_p durante ningún -
intervalo de rotaciones, pues en ese caso $\theta_u = \theta_p$.

El cociente θ_u / θ_p , o δ_u / δ_p , donde δ es un desplazamiento lineal -
cualquiera, es el factor de ductilidad de la viga.

En las refs. 4.6, 4.7 y ^{4.13} se presentan expresiones que relacionan la capacidad de
rotación R de vigas H bajo momento uniforme o variable, producido por carga estática,

con los distintos parámetros que afectan su comportamiento; con ellas se puede determinar la separación entre puntos soportados lateralmente necesaria para obtener una capacidad de rotación deseada o, inversamente, calcular la capacidad de rotación para una separación dada. Por ejemplo, si la separación entre contraventeos es $50 r_y$ en una viga H compacta de acero A36 con tramos adyacentes elásticos, bajo momento uniforme, la capacidad de rotación excede de 10.5, y si se desea una R de 3 basta con soportar lateralmente puntos separados distancias iguales a $60 r_y$. Bajo momento variable el pandeo lateral es menos importante, y longitudes no contraventeadas del orden de $75 r_y$ suelen ser adecuadas en la mayoría de los casos.

DISEÑO. En la actualidad no se cuenta con información suficiente sobre la demanda de capacidad de rotación en estructuras sometidas a sismos intensos ni sobre la que éstas pueden proporcionar, por lo que mientras se obtiene mayor información teórica y experimental, en las zonas en que se formarán articulaciones plásticas ligadas con el mecanismo de colapso las vigas de estructuras que se construirán en zonas sísmicas deben satisfacer, cuando menos, los requisitos relativos a relaciones ancho/grueso de patines y almas y a separación entre puntos soportados lateralmente que se exigen en diseño plástico, independientemente de que los métodos empleados para el análisis y diseño sean elásticos, basados en esfuerzos permisibles, o plásticos.

De acuerdo con la ref. 4.15, esos requisitos son

YIELD STRESS (Esfuerzo de fluencia)	MAXIMUM ALLOWABLE WIDTH-TO-THICKNESS RATIOS ¹			MAXIMUM ALLOWABLE LATERALLY UNSUPPORTED DISTANCE ²	
	FLANGES (PATINES)	WEBS (ALMAS)		$1.0 \geq M/M_p > -0.5$	$-0.5 \geq M/M_p > -1.0$
		$P/P_y \leq 0.27$	$P/P_y > 0.27$		
36 Ksi (24.84 KN/cm ²)	17.0	68.7 - 96.1 P/P _y	42.8	63.2 r _y	38.2 r _y
50 Ksi (34.50 KN/cm ²)	14.0	58.3 - 81.6 P/P _y	36.3	52.5 r _y	27.5 r _y
65 Ksi (44.85 KN/cm ²)	12.0	51.1 - 71.5 P/P _y	31.9	46.2 r _y	21.2 r _y

1. Relaciones ancho/grueso máximas admisibles
2. Distancias no soportadas lateralmente máximas admisibles

Todas las secciones en que aparezcan articulaciones plásticas asociadas con el mecanismo de colapso deben contraventearse lateralmente en forma adecuada para evitar desplazamientos laterales y torsionales, y la longitud no soportada entre esas secciones y puntos adyacentes contraventeados similarmente no debe sobrepasar la dada en las dos últimas columnas de la tabla, en las que r_y es el radio de giro del miembro alrededor del eje débil, M es el menor de los momentos en los extremos del segmento no contraventado y M/M_p , relación entre momentos en los extremos, es positiva si el segmento se flexiona en curvatura doble y negativa si lo hace en curvatura simple.

El efecto de la fuerza cortante sobre el momento plástico resistente de las vigas es despreciable casi siempre; en la ref. 4.16 se indica que no es necesario modificarlo si la fuerza cortante no excede de $(\sigma_y/\sqrt{3})w_d$, donde σ_y es el esfuerzo de fluencia del acero y w y w_d son, respectivamente, el grueso y el peralte del alma.

En los tramos entre articulaciones las vigas se diseñan utilizando métodos elásticos y empleando factores de carga adecuados para evitar fallas prematuras, anteriores a la formación del mecanismo de colapso.

4.4.2 COLUMNAS. Las columnas de los marcos rígidos deben ser capaces de soportar las cargas que les transmiten las vigas adyacentes y los tramos de columnas que se encuentran sobre ellas, llevándolas eventualmente a la cimentación, así como los momentos producidos por cargas verticales que reciben de las vigas; además, deben ayudar a soportar las fuerzas horizontales en marcos contraventeados, y resistirlas en su totalidad en los que no tienen contraventeo, y contribuir a darle al marco la rigidez necesaria para evitar problemas de pandeo de conjunto. Trabajan fundamentalmente en flexocompresión, y suelen ser despreciables los efectos que ocasionan en ellas las fuerzas cortantes. En general están sometidas a flexocompresión biaxial, pues forman parte simultáneamente de dos marcos, frecuentemente ortogonales.

Una barra flexocomprimida puede fallar por alguna de las causas que se enumeran a continuación, o por una combinación de dos o más de ellas;

1. Porque se alcance su resistencia máxima bajo momento y fuerza axial combinados, al formarse articulaciones plásticas en la sección o secciones en las que el momento tiene su mayor intensidad.
2. Por inestabilidad en el plano de los momentos ocasionada por exceso de flexión en ese plano, teniendo en cuenta la acción simultánea de la fuerza normal.
3. Por pandeo lateral debido a flexotorsión.
4. Por pandeo debido a compresión axial alrededor de los ejes de menor momento de inercia.
5. Por pandeo local.

Cualquiera de las cuatro últimas formas de falla puede iniciarse en el intervalo elástico o en el inelástico, dependiendo de la mayor o menor esbeltez de la pieza en consideración o de los elementos planos que la forman.

La primera forma de falla es crítica cuando la barra tiene paredes gruesas y sus condiciones de apoyo y carga son tales que pueden formarse articulaciones plásticas en la zona central o en uno o en los dos extremos, producidas por fuerzas de menor intensidad que las que ocasionarían la falla por pandeo; esta condición suele corresponder al colapso de columnas aisladas, pero no necesariamente al de las que forman parte de estructuras reticulares.

La segunda condición es crítica en barras flexionadas alrededor de sus ejes de menor momento de inercia, y también cuando la flexión se presenta en el plano de mayor resistencia pero el pandeo lateral está impedido por las características geométricas de las secciones transversales (tubos, secciones en cajón) o por la presencia de elementos exteriores de contraventeo.

La falla por pandeo lateral (condición 3) se presenta en miembros de sección H o similar, flexionados alrededor de sus ejes de mayor momento de inercia, y desprovistos de elementos exteriores adecuados de contraventeo; se caracteriza por una

flexión lateral de la barra en un plano perpendicular al de aplicación de los momentos, acompañada por un retorcimiento alrededor del eje longitudinal.

La condición 4 es crítica cuando la fuerza axial es mucho más importante que la flexión y el comportamiento se aproxima al de una columna en compresión axial, y la 5 cuando las relaciones ancho/grueso de patines o alma están por encima de ciertos límites.

La forma de falla más común en columnas de edificios es la correspondiente a la combinación de los dos primeros casos, es decir, por formación de un número de articulaciones plásticas suficiente para que se conviertan en un mecanismo, bajo la acción de las solicitaciones incrementadas por efectos de segundo orden debidos a la interacción de la compresión y los desplazamientos ocasionados por los momentos flexionantes.

El pandeo lateral por flexotorsión puede hacer que disminuya la resistencia, pero las longitudes y las dimensiones de las secciones transversales de las columnas de edificios son tales que ese fenómeno no suele ser crítico, y lo mismo sucede con el pandeo local. Tampoco tiene importancia el pandeo de Euler, ya que la flexión juega un papel importante en la gran mayoría de los casos.

Una columna de un marco provisto de contraventeos o de muros de cortante de rigidez y resistencia adecuadas falla cuando se forman en ella tres articulaciones plásticas, Fig. 4.13 .

El comportamiento de las columnas de marcos no contraventeados es marcadamente diferente. La estabilidad del conjunto depende básicamente de las vigas; si son muy flexibles las columnas actúan esencialmente como cuerpos rígidos, y el desplazamiento horizontal se debe principalmente a la flexión de las vigas; cada entropiso se convierte en un mecanismo cuando se forman articulaciones en los extremos de todas ellas, con lo que desaparecen las restricciones y los desplazamientos crecen ilimitadamente, Fig. 4.14a .

Si las vigas son rígidas las columnas resisten las deflexiones laterales trabajando en flexión; la condición de colapso se alcanza también cuando el entrepiso se convierte en un mecanismo, al formarse articulaciones plásticas en los dos extremos de todas las columnas (la estabilidad lateral del marco no depende de cada una de ellas en particular, sino del comportamiento de todas las de cada entrepiso, ya que el colapso no se presenta cuando una o más columnas se convierten en mecanismos, pues las restantes siguen proporcionando rigidez lateral al conjunto).

En la Fig. 4.14 b se ha representado el caso teórico de vigas infinitamente rígidas.

Pueden presentarse situaciones intermedias, en las que algunas columnas fallan al formarse articulaciones plásticas en sus dos extremos y otras cuando desaparecen las restricciones proporcionadas por ^{las} vigas; incluso, hay casos en que las dos situaciones tienen lugar en una misma pieza, en uno y otro de sus extremos.

Cuando en un entrepiso de un marco no contraventeado se utilizan columnas de resistencias muy diferentes, alguna de ellas puede fallar como se muestra en la Fig. 4.13 b, si las restantes proporcionan resistencia lateral suficiente para posponer la falla del conjunto; sin embargo, esta situación debe evitarse en estructuras construídas en zonas sísmicas, pues se tendrían eslabones débiles que precipitarían la falla.

De acuerdo con la práctica usual, el diseño de estructuras que se construirán en zonas sísmicas se hace de manera que las articulaciones plásticas se formen en las vigas, mientras las columnas se conservan básicamente en el intervalo elástico. Por este motivo se han efectuado menos estudios referentes al comportamiento inelástico de columnas bajo carga cíclica que de vigas en condiciones análogas, pero se cuenta con alguna información, que se discutirá mas adelante.

El comportamiento de una barra recta aislada sometida a la acción simultánea de fuerzas de compresión axial y pares aplicados en los extremos puede representarse por medio de la curva momento-rotación en el extremo, obtenida aplicando primero la

fuerza de compresión y después momentos de intensidad creciente, en uno solo o en -- ambos extremos, mientras la compresión se mantenga constante.

Los parámetros principales que determinan la respuesta de la pieza son su esbeltez, la magnitud de la fuerza de compresión y la manera en que están aplicados -- los momentos, que pueden producir curvatura simple o doble; además, el problema se complica si la pieza puede fallar por pandeo lateral o cuando uno de sus extremos se desplaza linealmente respecto al otro.

En la Fig. 4.15 se han trazado en forma cualitativa varias curvas $M-\theta$, todas correspondientes a columnas en las que no hay pandeo local ni lateral y cuyos extremos están fijos linealmente; cada colección de curvas ilustra la importancia de uno de los parámetros mencionados arriba.

La Fig. 4.15a corresponde a una columna muy corta, en la que no hay inestabilidad de ninguna clase; cuando la fuerza normal es nula se obtiene la curva $M-\theta$ característica de una pieza en flexión, que resiste un momento de intensidad máxima igual a M_p y lo mantiene durante rotaciones importantes, y al crecer P gradualmente se van obteniendo curvas semejantes a la primera pero cuya ordenada máxima no es M_p sino M_{pc} , momento plástico reducido por efecto de la fuerza normal.

Las otras tres figuras describen el comportamiento de piezas largas. En la b se han trazado varias curvas, obtenidas para valores constantes de q y de L/r y para intensidades crecientes de la fuerza axial (q es el cociente del menor entre el -- mayor de los momentos en los extremos); al aumentar la compresión disminuye tanto el momento máximo que resiste la pieza como su capacidad de rotación.

Cuando varía L/r , manteniéndose q y P constantes, o cuando la variable es q , -- mientras las otras dos cantidades se conservan fijas, el efecto sobre el comportamiento de la columna es análogo; al aumentar la relación de esbeltez, o tender los momentos en los extremos hacia valores iguales que producen curvatura simple en flexión -- pura, disminuyen tanto la resistencia como la capacidad de rotación (Figs. 4.15c y d).

Cualquiera de las curvas de la Fig. 4.15 puede interrumpirse prematuramente si

se presente un fenómeno de pandeo local o lateral, cuya importancia varía también con los parámetros que caracterizan el problema.

Aún admitida la imposibilidad de que haya pandeo, la resistencia de las barras flexocomprimidas cargadas queda limitada por inestabilidad, como lo demuestra la forma de las curvas de las Figs. 4.15 b, c y d, que tienen una rama ascendente, correspondiente a configuraciones estables, seguida de un punto en el que la pendiente es nula y el equilibrio indiferente (resistencia máxima) y de una rama descendente, característica de estados de equilibrio ^{inestable.} ~~indiferente~~. La inestabilidad, que se presenta sin que la barra se salga del plano de la flexión, y que no es un fenómeno de pandeo (no hay bifurcación del equilibrio), se debe a la interacción de momentos y fuerza normal y a la disminución de rigidez producida por la plastificación parcial.

La resistencia de una columna flexionada alrededor de su eje de mayor momento de inercia, que se conserva durante todo el proceso de carga en el plano de la flexión, puede determinarse utilizando métodos elásticos o elastoplásticos. En el primer caso se toma como límite de utilidad estructural la aparición del esfuerzo de fluencia en la sección crítica, y no corresponde a la resistencia máxima de la columna, que puede admitir incrementos adicionales de carga hasta su colapso por inestabilidad en el plano de la flexión.

Despreciando los esfuerzos residuales, puede considerarse que el comportamiento elástico termina cuando

$$\sigma_{\max} = \frac{P}{A} + \frac{M_{\max}}{S_x} = \sigma_y$$

En M_{\max} se incluye el momento producido por la fuerza P al actuar sobre la pieza deformada.

Dividiendo los dos miembros entre σ_y , teniendo en cuenta que $A\sigma_y = P_y$ y $S_x\sigma_y = (M_x)_y$, y expresando el momento máximo como el producto de un factor de amplificación ϕ por el mayor de los momentos aplicados en los extremos, la ecuación anterior se transforma en

$$\frac{P}{P_y} + \varphi \frac{M_o}{(M_x)_y} = 1.0 \quad (1)$$

Las expresiones teóricas exactas de φ resultan inadecuadas para diseño, por lo que la ec. (1) suele sustituirse por las dos ecuaciones aproximadas siguientes, que deben satisfacerse simultáneamente:

$$\frac{P}{P_y} + \frac{C_m}{1-P/P_E} \frac{M_o}{(M_x)_y} \leq 1.0 \quad (2)$$

$$\frac{P}{P_y} + \frac{M_o}{(M_x)_y} \leq 1.0 \quad (3)$$

Con la fórmula (2) se comprueba que los esfuerzos máximos amplificados por efectos de segundo orden no exceden el límite de fluencia, y con la (3) se hace la misma comprobación en el extremo de la columna en que actúa el mayor de los momentos exteriores; en los extremos no hay amplificación.

On M_o es un momento uniforme ficticio aproximadamente equivalente a los momentos reales variables; si los extremos de la columna no se desplazan linealmente C_m se calcula con la expresión $C_m = 0.6 + 0.4 M/M_o \geq 0.4$, en la que M es el menor y M_o el mayor de los momentos en los extremos, y M/M_o es positivo cuando la barra se flexiona en curvatura simple y negativo cuando la hace en curvatura doble; $1/(1-P/P_E)$, donde P_E es la carga crítica de Euler de pandeo en el plano de la flexión, es un factor de amplificación del momento uniforme equivalente $C_m M_o$, que tiene en cuenta, aproximadamente, la interacción fuerza axial-momento.

Se cuenta con varios métodos para calcular la resistencia máxima de las columnas en el intervalo inelástico (refs. 4.17, 4.18), y se han desarrollado procedimientos que permiten determinar la curva completa momento-rotación en un extremo (refs. 4.19 a 4.21); esta curva es de importancia fundamental en diseño sísmico, pues con ella se obtienen la capacidad de rotación y de absorción de energía; sin embargo, las curvas han sido deducidas para miembros con carga axial constante y momentos aplicados en

uno o en los dos extremos que crecen monótonicamente hasta la falla, por lo que —
proporcionan únicamente una indicación cualitativa del comportamiento de columnas —
sometidas a solicitaciones dinámicas.

En la Fig. 4.16 ^(4.21) se muestran tres curvas momento-rotación típicas obtenidas
para tres columnas iguales, con relación de esbeltez en el plano de flexión $L/r_x = 30$
y fuerzas de compresión $P = 0.30 P_y$, sometidas a momentos de intensidad creciente
aplicados en los extremos que guardan entre sí relaciones diferentes en cada caso;
la columna en curvatura doble es la que se encuentra en la condición más favorable,
y la más crítica es la flexionada en curvatura simple; los momentos tienen intensi-
dades iguales en los dos casos.

La columna no puede soportar el momento M_p completo en ninguno de los casos,
pues parte de su resistencia debe destinarse a la fuerza de compresión, pero en **a** y
b tiene una capacidad de rotación importante bajo momento constante igual a M_{pc} ,
mientras que en **c** los efectos de segundo orden son máximos, el momento resistente
no llega a M_{pc} y la capacidad de rotación es muy pequeña; este fenómeno se agudiza
cuando aumentan L/r_x y P , de manera que las columnas esbeltas y con compresión —
importante resisten un momento máximo apreciablemente menor que M_{pc} , y tienen una
capacidad de rotación muy reducida, o aún nula.

Las columnas de edificios construidos en zonas sísmicas son en general poco —
esbeltas y la flexión suele ser predominante en su diseño, por lo que sus relaciones
 P/P_y son bajas; además, se flexionan en curvatura doble bajo la acción combinada —
de fuerzas verticales y solicitaciones sísmicas; por todo esto, su capacidad de rota-
ción suele ser importante, del orden de la mitad de la predicha para vigas (ref. 4.21).

Las ecuaciones aproximadas **2** y **3** pueden utilizarse también para describir la
condición de carga que ocasiona la iniciación del pandeo elástico de una columna, —
fuera del plano de flexión; para ello, basta sustituir en la ec. **2** a P_y y $(M_x)_c$ **3** —
por P_{cr} y M_{cr} , que representan la carga crítica de Euler para pandeo alrededor
del eje de menor momento de inercia y el momento crítico de pandeo elástico de la —

barra flexionada uniformemente alrededor de su eje ~~de~~ de mayor momento de inercia; la ec. (3) se conserva sin cambio.

La resistencia de barras flexocomprimidas que fallan por exceso de flexión en el plano de los momentos es relativamente insensible a cambios en las dimensiones de las secciones transversales, por lo que un solo conjunto de curvas correspondiente a una relación q dada entre momentos extremos es aplicable a todas las secciones H, laminadas o formadas por placas, de dimensiones semejantes a las laminadas; en cambio la resistencia al pandeo lateral depende de manera importante de la sección transversal de la columna.

Se ha determinado (ref. 4.22) que la relación adimensional K_T/Ad^2 , donde K_T es la constante de torsión de Saint Venant, A el área y d el peralte de la sección, constituye el parámetro geométrico principalmente responsable de cambios en el momento crítico, tanto en el intervalo elástico como en el inelástico, y que la resistencia al pandeo lateral es proporcional a él; todas las variables restantes que definen la geometría de las secciones transversales, reducidas a una forma adimensional, son aproximadamente constantes para relaciones P/P_y y L/r_y fijas, aún en el intervalo inelástico, de manera que pueden construirse curvas ~~que~~ ^(ref. 4.22) que proporcionan las relaciones de esbeltez límite en función de $K_T \times 10^6 / Ad^2$ y de P/P_y , y que son aplicables a todas las secciones H laminadas con aproximación suficiente para diseño.

Los resultados proporcionados por las curvas son conservadores cuando se aplican a columnas de edificios sobre los que actúan cargas horizontales, pues corresponden a piezas libremente apoyadas con momentos iguales en los extremos que las flexionan en curvatura simple, y las columnas mencionadas siempre tienen restricciones en los extremos y, además, se flexionan en curvatura doble; teniendo esto en cuenta, y estudiando las curvas, se concluye que el pandeo lateral por flexotorsión no ocasiona disminuciones en la resistencia de la mayoría de las secciones H que se utilizan en

edificios, cuando actúan sobre ellos cargas verticales y horizontales estáticas.

Si en la ec. (2) se sustituye P_y por la carga crítica de pandeo inelástico de la columna comprimida axialmente, correspondiente a la relación de esbeltez más grande, y $(M_m)_y$ por el momento máximo que podría resistir la pieza si estuviese sometida únicamente a flexión, incluyendo efectos de pandeo lateral por flexotorsión cuando sean significativos, se obtiene la ec. (4), que proporciona pares de valores de P y M_o que ocasionan la falla por inestabilidad; aunque empírica, la ec. (4) proporciona buena precisión para diseño.

La ec. (3) se sustituye por la (5), que describe la condición correspondiente a la formación de una articulación plástica en un extremo, de manera que cuando se satisface alguna de las ecs. (4) o (5) está a punto de agotarse la resistencia de un miembro sujeto a compresión y a flexión en su plano de mayor resistencia, ya sea por pandeo lateral o por formación de una articulación plástica en uno de sus extremos.

$$\frac{P}{P_{cr}} + \frac{C_m}{1 - P/P_E} \frac{M_o}{M_m} = 1.0 \quad (4)$$

$$\frac{P}{P_y} + \frac{M_o}{1.18 M_p} = 1.0 \quad (5)$$

M_m , momento máximo que puede resistir el miembro en ausencia de fuerza normal, puede calcularse aproximadamente con la expresión empírica (ref. 4.15)

$$M_m = \left[1.07 - \frac{(L/r_y) \sqrt{S_y}}{26500} \right] M_p \leq M_p$$

Esta ecuación proporciona un valor aproximado del momento crítico de pandeo lateral para $\eta = +1.0$; cuando los valores de los momentos en los extremos guardan otra relación, puede corregirse utilizando el coeficiente C_m .

De las ecs. (4) y (5) se obtienen dos valores del momento exterior M_o ; el menor de ellos es el máximo que resiste la columna en combinación con la fuerza axial P.

$$M_o = \frac{1}{C_m} \left(1 - \frac{P}{P_E} \right) \left(1 - \frac{P}{P_{cr}} \right) M_m \quad (4')$$

$$M_o = 1.18 (1 - P/P_y) M_p \quad (5')$$

FLEXION BIAXIAL. El problema por resolver es determinar la intensidad máxima de las solicitaciones que puede resistir una columna cuando actúan en ella, simultáneamente, una fuerza axial de compresión y momentos aplicados alrededor de los dos ejes centroidales y principales de sus secciones extremas; no es un problema de pandeo por bifurcación del equilibrio, pues las secciones transversales se desplazan lineal y angularmente desde un principio, sino de inestabilidad producida por la interacción de momentos y fuerza axial.

En la ref. 23 se desarrolla un método aproximado para el diseño elástico de columnas de sección transversal H con pares aplicados en los extremos alrededor de los dos ejes centroidales y principales, que constituye la base de las recomendaciones contenidas en las refs. 4.24 y 4.25.

Para que el esfuerzo normal no sobrepase al de fluencia en ningún punto deben satisfacerse simultáneamente las tres condiciones siguientes:

$$\sigma_a + \sigma'_{bx} + \sigma'_{by} \leq \sigma_y \quad (6)$$

$$\sigma_a + \sigma''_{bx} + \sigma''_{by} \leq \sigma_y \quad (7)$$

$$\sigma_a + N_x \sigma_{bx} + N_y \sigma_{by} \leq \sigma \quad (8)$$

$\sigma_a, \sigma'_{bx}, \sigma'_{by}$ son los esfuerzos normales directos producidos por la fuerza axial y por momentos uniformes ficticios equivalentes aplicados alrededor de X y Y, que se calculan con las expresiones

$$(M_x)_{eq} = (1/\sqrt{F})_x M_{ox} = C_{mx} M_{ox}$$

$$(M_y)_{eq} = (1/\sqrt{F})_y M_{oy} = C_{my} M_{oy}$$

en las que M_{ox} y M_{oy} son los momentos mayores alrededor de X y Y y los factores $1/\sqrt{F}$, que están tabulados en la ref. 4.23, son muy semejantes a los coeficientes C_m , calculados para flexión alrededor de cada uno de los ejes centroidales y princi-

pales.

σ'_{bx} , σ'_{by} , σ''_{bx} y σ''_{by} son los esfuerzos máximos en los extremos de la columna, calculados con los momentos exteriores aplicados en ellos, N_x y N_y son factores de amplificación que se determinan con las fórmulas de la ref. 4.23,

y σ es un esfuerzo normal reducido para tener en cuenta los efectos de las imperfecciones geométricas inevitables en las columnas.

Los esfuerzos en los dos extremos se revisan con las ecs. 6 y 7 y la condición de estabilidad con la ec. 8.

La resistencia máxima real, en el intervalo inelástico, de columnas aisladas de sección H en flexocompresión biaxial, se ha determinado estableciendo su relación carga-deformación completa, por medio de métodos numéricos en los que las cargas exteriores se aplican en una secuencia de incrementos suficientemente pequeños; se han obtenido así ecuaciones de interacción que expresan las condiciones de falla por formación de una articulación plástica en alguna sección transversal, o por inestabilidad de la columna (refs. 4.26 a 4.30).

En secciones contraventeadas (extremos de la columna) debe satisfacerse la condición

$$\left(\frac{M_x}{M_{px}}\right)^{\xi} + \left(\frac{M_y}{M_{py}}\right)^{\xi} \leq 1.0 \quad (9)$$

M_x y M_y son los momentos que actúan en la sección considerada y M_{px} y M_{py} los momentos plásticos, reducidos por fuerza axial, correspondientes a flexión alrededor de x y y , que se calculan con las ecuaciones

$$M_{px} = 1.18 M_{px} [1 - (P/P_y)] \leq M_{px}$$

$$M_{py} = 1.19 M_{py} [1 - (P/P_x)^2] \leq M_{py}$$

en las que M_{px} y M_{py} son los momentos plásticos de la sección.

En secciones H en las que la relación del ancho del patín al peralte del alma está comprendida entre 0.5 y 1.0, ξ está dado por

$$\xi = 1.6 - \frac{P/P_y}{2 \ln(P/P_y)}$$

donde \ln indica logaritmo natural.

La estabilidad entre puntos contraventeados se comprueba con la ecuación

$$\left(\frac{C_{mx} M_x}{M_{ux}} \right)^\eta + \left(\frac{C_{my} M_y}{M_{uy}} \right)^\eta \leq 1.0 \quad (10)$$

M_x y M_y son los momentos mayores, aplicados en uno u otro extremo de la columna, y M_{ux} y M_{uy} son los momentos resistentes en flexión, disminuidos por pandeo lateral por flexotorsión, cuando éste es crítico.

$$M_{ux} = M_{px} [1 - (P/P_u)] [1 - (P/P_{ex})]$$

$$M_{uy} = M_{py} [1 - (P/P_u)] [1 - (P/P_{ey})]$$

P_u es la carga crítica de pandeo inelástico de la columna (P_{cr} en la ec. 4), P_{ex} y P_{ey} las de pandeo elástico, M_{px} el momento plástico para flexión alrededor de x , reducido por pandeo lateral cuando sea necesario (ec. 4'), y el exponente η vale

$$\eta = 0.4 + P/P_y + b_f/d \geq 1.0, \text{ cuando } b_f/d \geq 0.3$$

$$\eta = 1.0, \text{ cuando } b_f/d < 0.3$$

b_f y d son el ancho del patín y el peralte de la sección I o H.

Para utilizar las ecs. (9) y (10) en el diseño de columnas de marcos no contraventeados ("sway frames") deben determinarse los momentos producidos por la carga última por medio de un análisis de segundo orden en el que se incluya el efecto P Δ .

En la ref. 4.30 se recomienda que cuando se utilicen las ecs. 9 y 10 para determinar la resistencia de columnas en flexocompresión biaxial se tengan en cuenta las precauciones siguientes:

1. Las secciones deben dimensionarse de manera que las solicitaciones producidas por viento o sismo, que son reversibles, no ocasionen esfuerzos que sobrepasen el límite de fluencia nominal.

2. Las secciones deben dimensionarse de manera que las solicitaciones variables, ocasionadas por viento o sismo más carga vertical (con un factor de carga de 1.5 multiplicado por 0.7, o algo así, para tener en cuenta la probabilidad de ocurrencia) no ocasionen esfuerzos que excedan del límite de fluencia nominal del material.

3. Debe recordarse que el método se ha desarrollado suponiendo que no hay pandeo local prematuro (secciones compactas).

En la ref. 4.16 se recomienda que la resistencia de las columnas en flexocompresión biaxial, ante fallas por inestabilidad, se determine con la ecuación

$$\frac{P}{P_{cr}} + \frac{C_{mx} M_x}{M_{crx} (1 - P/P_{Ex})} + \frac{C_{my} M_y}{M_{cyy} (1 - P/P_{Ey})} \leq 1.0 \quad (11)$$

que es una extensión de la ec. (4).

COLUMNAS CARGADAS CICLICAMENTE. La información experimental sobre el comportamiento de elementos flexocomprimidos cargados cíclicamente que se posee en la actualidad es todavía bastante reducida, y se limita a secciones flexionadas alrededor de uno sólo de sus ejes centroidales y principales; se carece totalmente de información relativa a miembros en flexocompresión biaxial.

Se han ensayado especímenes aislados de sección transversal H de los tipos que se muestran en la Fig. 4.17 ; en las experiencias reportadas en las refs, 4.31 a 4.33 se ha utilizado la barra libremente apoyada con una carga aplicada en el centro del claro, y la pieza en voladizo con una fuerza horizontal en el extremo libre se ha empleado en las refs. 4.34 y 4.35; en todos los casos la fuerza transversal Q se aplica cíclicamente mientras la normal P se mantiene constante, cambiando su intensidad de un ensayo a otro para determinar cómo influye en el comportamiento de la columna.

Los incrementos de fuerza axial (que se expresa en general en la forma adimensional P/P_y) producen siempre un efecto desfavorable en la respuesta de la columna; si se evitan los desplazamientos laterales, la falla se inicia siempre por pandeo local de los patines, que crece en ciclos sucesivos de carga y se extiende eventualmente al alma; la combinación de las dos formas de pandeo local ocasiona el colapso del miembro, precedido por un retorcimiento alrededor del eje longitudinal.

Los resultados obtenidos en la ref. 431 se resumen en la Fig. 4.18, en la que se muestra la relación entre las amplitudes de las deflexiones y el número de ciclos de carga que resistió la columna hasta la fractura, para dos valores de P/P_y ; cuando la fuerza axial crece disminuyen las amplitudes de las deflexiones y el número de ciclos que produce la falla.

En la ref. 434 se muestra que la capacidad de rotación disminuye cuando aumentan las relaciones ancho/grueso de patines y alma, o cuando crece la fuerza axial mientras se conservan fijas esas relaciones.

Como los estudios sobre columnas sometidas a cargas cíclicas en el intervalo inelástico distan mucho de ser completas, y no se conoce la influencia de su comportamiento en la respuesta de entrepisos de marcos rígidos, el diseño de éstos se hace, como ya se ha mencionado, de manera que las articulaciones plásticas se formen en las vigas mientras que las columnas se conservan básicamente en el intervalo elástico hasta el colapso. *(la única excepción la constituyen las articulaciones plásticas en sus bases)* Sin embargo, la respuesta real de una estructura sometida a la acción simultánea de cargas gravitacionales y sollicitaciones sísmicas es tan compleja que es imposible asegurar que durante temblores intensos no se formarían articulaciones plásticas en algunas columnas, aunque al hacer el diseño se haya tratado de evitarlas; varios son los factores que pueden ocasionar el comportamiento mencionado:

1. El diseño se hace siempre con las dimensiones de las secciones tabuladas en los manuales y tomando como base el esfuerzo de fluencia nominal del acero, y en los perfiles reales tanto éste como aquellas difieren, a veces sustancialmente, de los valores teóricos; como una consecuencia, las resistencias reales pueden ser bastante

diferentes de las calculadas, y la combinación de un aumento de resistencia en una traba con una disminución en la columna en que se apoya puede hacer que la articulación que teóricamente debería formarse en la primera aparezca en realidad en la --- segunda.

2. En el análisis y el diseño no suelen tenerse en cuenta las aceleraciones - vorticales de las masas del edificio, las que incrementan las fuerzas axiales en - las columnas, con respecto a las calculadas, y hacen que disminuya su capacidad para resistir flexión.

3. Los efectos de los modos superiores de vibración, que suelen despreciarse, pueden también hacer que se formen articulaciones plásticas en algunas columnas.

Los factores mencionados son tan complejos y las ^{de}incertidumbres ligadas con ellos tan grandes que no se puede tenerlos en cuenta explícitamente en el diseño, por lo que es importante reconocer la posibilidad de que se formen articulaciones plásticas en las columnas y prever el comportamiento correspondiente.

En la ref. 4.36 se reportan los resultados obtenidos estudiando experimentalmente seis subconjuntos formados por una columna y las dos vigas que conectan en ella, semejantes a los de las refs. 4.11, 4.12 y 4.37, sometidos a compresión constante y fuerzas - horizontales cíclicas, cuyas vigas se sobrediseñaron deliberadamente para obligar a que las articulaciones plásticas se formasen en los extremos de las columnas; éstas se flexionan alrededor del eje de mayor momento de inercia en cuatro de los subconjuntos y del de menor en los otros dos. Tomando como base el número limitado de --- pruebas realizadas, se concluye que puede admitirse que se formen articulaciones --- plásticas en las columnas en las que P/P_y no excede de 0.5, ya que tienen un comportamiento satisfactorio, gracias en gran parte al endurecimiento por deformación, --- pero que deben evitarse cuando la fuerza axial excede de la mitad de P_y , pues se --- observó una disminución drástica de resistencia en especímenes con P/P_y de 0.6 y --- 0.8.

En la ref. 4.10 se llega a conclusiones semejantes en dos marcos, en uno de los cuales las columnas se flexionan alrededor del eje X mientras que en el otro el eje de flexión fué el Y ; las relaciones P/P_y fueron 0.20 y 0.41, respectivamente.

En todas las columnas de las estructuras estudiadas en las refs. 4.10 y 4.36 se empleó una sección W8x48, que tiene relaciones ancho/grueso de 14.4 en los patines y 16.3 en el alma; la esbeltez L/r_y de las columnas de la ref. 4.36 fué mucho menor que la ^{máxima} admisible para diseño plástico bajo carga estática, pero la de las columnas del marco de la ref. 4.10 flexionadas alrededor de X fué de 52, valor no muy alejado del máximo admisible en secciones H de acero A36 bajo momento variable producido por carga estática, que es 63.2. Aunque la información reportada es limitada, parece indicar que las columnas con relaciones de esbeltez usuales en edificios, cuyos patines y alma cumplen las relaciones ancho/grueso especificadas para diseño plástico, deben tener un comportamiento adecuado en marcos sometidos a efectos sísmicos, e incluso admitir la formación y rotación de articulaciones plásticas, siempre que la fuerza de compresión no exceda de alrededor del cincuenta por ciento de P_y .

4.4.3 CONEXIONES. Las conexiones transmiten los elementos mecánicos, momentos flexionantes y fuerzas cortantes y normales, de las vigas a las columnas y viceversa, así como las fuerzas de las diagonales de contraventeo del marco propiamente dicho, con lo que se logra que todos los elementos de la estructura trabajen en conjunto. En este capítulo se considera únicamente el caso en que los marcos están provistos de juntas rígidas entre vigas y columnas, capaces de transmitir de unas a otras los elementos mecánicos íntegros que hay en ellas, ^{de manera que los únicos} desplazamientos lineales o angulares relativos entre sus extremos, ^{son los debidos a las deformaciones de la conexión.}

En la Fig. 4.19 se muestran tres tipos de conexiones viga-columna que se emplean comúnmente en marcos de edificios, correspondientes al nivel superior, a una columna lateral y a una interior.

Aunque casi todos los estudios que se han realizado hasta ahora corresponden a marcos planos con las vigas unidas a los patines de las columnas (se ha efectuado también un número reducido de pruebas de laboratorio con especímenes en los que --- llegan al alma), en estructuras reales casi siempre hay tres o cuatro vigas en cada conexión, que llegan a los patines y a los dos lados del alma y que forman parte de los dos marcos planos que se cruzan en la columna.

Si la columna pasa corrida a través de la junta, que es lo más común en marcos de edificios, el diseño de la conexión consiste fundamentalmente en:

1. Proyecto de los ^{medios de unión} entre traveses y columna para transmitir a ésta los elementos mecánicos que hay en las secciones extremas de cada una de aquéllas, utilizando soldadura o pernos de alta resistencia (los remaches no se usan en estructuras modernas); en juntas soldadas la unión puede realizarse en forma directa o por medio de placas soldadas a los patines, ángulos en el alma, etc.

2. Revisión de la columna para determinar si su resistencia y rigidez son adecuadas para soportar los elementos mecánicos que le transmiten las vigas.

3. Diseño,
Von su caso, de los refuerzos necesarios (atiesadores, placas rebosadas al alma, etc).

El diseño de conexiones realizado de acuerdo con la práctica norteamericana -- (refs 4.5 y 4.6) se basa en los resultados reportados en la ref. 4.38, en la que se determinan los factores que deben tenerse en cuenta, y la manera de satisfacerlos, para lograr un comportamiento satisfactorio de conexiones viga-columna de marcos rígidos con carga estática, diseñados plásticamente.

Se ensayaron conexiones de dos tipos, unas con dos vigas, soldadas a los patines de la columna, y otras con cuatro, que llegan a los patines y al alma. Las vigas se soldaron directamente a la columna en todos los casos, por que estas conexiones tienen ciertas ventajas económicas y funcionales y, además, al suprimir las placas en los patines y las ménsulas de asiento se eliminan algunas variables que dificultarían la determinación de esfuerzos y deformaciones en la zona de la conexión. Sin embargo, las fórmulas desarrolladas pueden utilizarse también cuando las fuerzas en los patines se transmiten a la columna por medio de placas.

Las vigas fueron iguales en todos los especímenes, trece en total, mientras que se variaron los perfiles de las columnas para simular las condiciones existentes en los niveles superiores, intermedios e inferiores; ~~de diez~~ diez especímenes estuvieron formados por un tramo de columna y dos vigas soldadas a sus patines, y 6 algunos de ellos se reforzaron con atiesadores horizontales colocados entre los patines de las vigas o con placas verticales adosadas al alma de la columna, o paralelas a ella, mientras que en otros no se colocó ningún refuerzo. Las cargas se aplicaron, en todos los casos, como se muestra en la Fig. 4.20, y se incrementaron lentamente hasta la falla.

Tres de los especímenes se hicieron con cuatro vigas, dos conectadas a uno y otro lado del alma de la columna, pero cada uno de ellos idéntico en todo lo demás a uno de los del primer grupo, pues su objeto fué determinar la influencia de las vigas que llegan al alma; se encontró que las juntas del segundo tipo son más rígidas y resistentes que las del primero.

La compresión axial tuvo poca influencia en el comportamiento de las conexiones; las columnas no mostraron ningún indicio particular de falla bajo cargas de 1.65 veces la de trabajo, ni tampoco cuando al final de cada prueba se aumentaron al doble de las de trabajo, conservando al mismo tiempo las fuerzas finales en las vigas (las cargas de trabajo correspondieron a un esfuerzo axial medio de alrededor de 1000 Kg/cm^2 ; el acero empleado fué ASTM A7, con un límite de fluencia teórico de 2320 Kg/cm^2).

Una conexión es satisfactoria cuando puede desarrollar el momento plástico de las vigas mientras obra sobre la columna la compresión producida por las cargas correspondientes y tiene, además, capacidad de rotación suficiente para que se forme una segunda articulación plástica en la zona central de las vigas sin que disminuya su resistencia, o resistencia adecuada para permitir en la primera articulación las rotaciones necesarias para que aparezca la segunda.

Para determinar si el comportamiento es satisfactorio deben investigarse los puntos siguientes:

1. Resistencia de las regiones de la columna adyacentes a los patines en tensión y compresión de las vigas, cuando no se colocan atiesadores.
2. Aumento de la resistencia de la conexión debido a la presencia de atiesadores.
3. Posibilidad de falla de la columna ocasionada por una combinación de esfuerzos normales y cortantes.
4. Efecto sobre el comportamiento de la conexión del par de vigas ligadas al alma de la columna.
5. Rotación requerida en las conexiones y capacidad de giro de las mismas.

Del estudio de los resultados experimentales se deduce que puede despreciarse el efecto de la carga axial en la columna, y que se obtienen resultados conservadores analizando y diseñando las conexiones de cuatro vigas como si no existiesen las que llegan por alma, pues éstas proporcionan una acción atiesadora que refuerza la conexión más que lo que la debilitan los esfuerzos triaxiales que se desarrollan en ella.

El punto 5 se ha investigado analítica y experimentalmente, y aunque la rotación requerida varía con la geometría de la estructura y las condiciones de carga, se ha calculado una rotación tipo, mayor que la necesaria en la mayoría de los casos; todas las juntas ensayadas admiten rotaciones más grandes, bajo momento prácticamente constante. Además, si se le da a la conexión la resistencia adecuada, la rotación necesaria para la formación del mecanismo de colapso se presenta en el extremo de la viga adyacente a ella.

En la Fig. 4.21a se muestran esquemáticamente los momentos y fuerzas existentes en una junta interior de un marco con cargas verticales, y en la Fig. 4.21b se sustituyen los efectos que ocasiona una de las vigas por las fuerzas que aplican sus patines a la columna; se desprecian las fuerzas que actúan en el alma, cuya importancia es secundaria.

Las fuerzas que transmiten los patines a la columna se reparten en un área cada vez mayor, de manera que la intensidad de los esfuerzos disminuye al aumentar la distancia a la cara exterior; puede considerarse que los esfuerzos normales se distribuyen como se muestra en la Fig. 4.21 b, de manera que en la sección donde termina la curva de unión entre el patín y el alma de la columna cada una de las fuerzas es resistida por una porción del alma de longitud $t_b + 5k_c$, donde t_b es el grueso del patín de la viga y k_c la distancia del exterior de la columna a la sección definida arriba.

Si el producto del esfuerzo de fluencia por el área $w(t_b + 5k_c)$, donde w es el grueso del alma de la columna, es menor que la fuerza $A_f \bar{\sigma}_y$ que transmite uno de los patines de la viga cuando se plastifica su sección extrema (A_f es el área del patín), la columna fluye plásticamente en tensión o compresión frente a los patines de la viga; además, pueden presentarse fallas prematuras por pandeo del alma en la zona comprimida o por fractura de la soldadura del patín en tensión, como se muestra en la Fig. 4.22, en la que se ha dibujado la columna deformada, exagerando, para mayor claridad, la magnitud de las deformaciones.

Para evitar el flujo plástico del alma de la columna frente a cualquiera de los patines de la viga y la posible fractura en la zona de tensión, debe satisfacerse la condición

$$\bar{\sigma}_y w (t_b + 5k_c) \geq A_f \bar{\sigma}_y \quad (12)$$

de manera que desde este punto de vista no hacen falta atiesadores si

$$w \geq A_f / (t_b + 5k_c) \quad (13)$$

Si las vigas y la columna están hechas de aceros diferentes, sus esfuerzos de fluencia se conservan al pasar de la ec. (12) a la (13).

Además, para evitar el pandeo de la zona comprimida del alma debe cumplirse también la condición expresada por la fórmula (14), ref. 4.15:

$$w \geq d_c \sqrt{f_y} / 150 \quad (14)$$

de es el peralte del alma de la columna, medido entre los bordes de las curvas de transición.

La falla más común frente al patín de tensión suele producirse como se describe a continuación: el patín de la columna está compuesto por dos placas que pueden considerarse empotradas en tres de sus bordes, uno en contacto con el alma y dos normales a ella, a una distancia que se determina experimentalmente, y libre a lo largo del otro, cargadas con la fuerza existente en el patín de la viga, que permanece más o menos uniformemente repartida hasta que las placas alcanzan su resistencia última; cuando esto sucede los bordes exteriores de los patines se curvan hacia fuera, causando una deformación excesiva en la parte central de la soldadura, en la parte central del patín de la columna adyacente a ella y en su unión con el alma, y la falla se presenta eventualmente por agrietamiento de alguna de esas regiones, generalmente la soldadura, cuando se agota su capacidad de fluir plásticamente y no puede seguir la deformación de los patines.

La resistencia total del patín de la columna es aproximadamente igual a la suma de las resistencias de las dos placas y la parte central, rígida, de ancho m (Fig. 4.22), adyacente al alma, que admite esfuerzos de intensidad σ_y ; teniendo esto en cuenta y haciendo algunas hipótesis conservadoras, se obtiene una expresión con la que se calcula el grueso mínimo del patín de la columna para el que no se necesitan atiesadores:

$$t_c \geq 0.4 \sqrt{A_f} \quad (15)$$

El factor 0.4 se ha obtenido para secciones H laminadas, y puede requerir modificación cuando la ec. (15) se aplique a perfiles hechos con tres placas soldadas.

En resumen, no se necesitan atiesadores frente a los patines comprimidos de -

las vigas si se satisfacen simultáneamente las ecuaciones (13) y (14), ni frente a los que están en tensión si se cumple la condición (13) y el grueso del patín de la columna es igual o mayor que el dado por la ec. (15); en caso contrario deben colocarse atiesadores de las dimensiones necesarias para que su resistencia, sumada a la de la columna, iguale a la fuerza aplicada por la viga.

Cuando los momentos en las dos vigas de una conexión interior son de signos contrarios y de magnitudes considerablemente diferentes, o cuando son del mismo signo, como sucede en los niveles inferiores de edificios sometidos a efectos sísmicos, aparecen esfuerzos cortantes elevados en el tablero de alma de la columna comprendido entre los patines de las vigas, que pueden hacer que sea necesario reforzarlo.

En la Fig. 4.23 a se muestran los momentos y fuerzas cortantes y normales que actúan en una conexión interior típica, y en la Fig. 4.23 b se ha dibujado el diagrama de cuerpo libre del atiesador superior; las fuerzas horizontales que obran sobre él son la fuerza cortante en la columna superior, V_{col} , las que ejercen los patines de las vigas, T_b y T_c , que son aproximadamente iguales a los momentos respectivos divididos entre el peralte, y la fuerza cortante en el alma, $C_w d_c$, que debe resistir a las anteriores.

Por consiguiente,

$$C_w d_c = \frac{M_b}{d_b} + \frac{M_c}{d_b} - V_{col}$$

Haciendo $C = C_y = \sigma_y / \sqrt{3}$ y despejando w se obtiene el grueso del alma necesario para resistir las fuerzas cortantes:

$$w = \frac{\sqrt{3}}{\sigma_y d_c} \left(\frac{M_b + M_c}{d_b} - V_{col} \right) \quad (16)$$

Cuando el grueso del alma de la columna es menor que el calculado con la ec. (16), debe reforzarse por medio de placas adosadas o paralelas a ella o con atiesadores en diagonal.

Si la columna es extrema, los momentos M_b y M_c se reducen a uno sólo.

En el Comentario de la ref. 4.15 se recomienda que el grueso mínimo del alma para el que todavía no se requiere refuerzo se calcule con la ecuación

$$w = \frac{\sqrt{3}}{G_y} \frac{\Delta M}{0.95 d_b \times 0.95 d_c} \quad (17)$$

Se obtienen espesores 20 a 30 por ciento mayores que con la ec. (16), debido a que en la ec. (17) se incluyen factores de 0.95 en los peraltes de viga y columna y no se tiene en cuenta el efecto benéfico de la fuerza cortante en la columna.

Estudios posteriores han confirmado que las reglas propuestas en las especificaciones AISC (ref. 4.15), que son las que se acaban de desarrollar (con excepción de la ec. 16, que proviene de la ref. 4.16), son adecuadas para diseñar conexiones completamente soldadas, o con soldadura en los patines y ménsula o placas verticales soldadas a la columna y ligadas al alma de la viga con pernos de alta resistencia, cargadas estáticamente; en la ref. 4.39, por ejemplo, se comprueba que las conexiones diseñadas así pueden utilizarse en diseño plástico, pues permiten que se alcance la carga plástica límite de las vigas y tienen rigidez elástica adecuada y capacidad de rotación suficiente.

CONEXIONES VIGA-COLUMNA CARGADAS CICLICAMENTE. Para determinar el comportamiento bajo sollicitaciones sísmicas de los diversos medios de unión que se utilizan en conexiones viga-columna, se han efectuado experiencias de laboratorio con vigas en voladizo ligadas en un extremo a una columna y sometidas en el otro a cargas normales a su eje, de magnitud y sentido variables, aplicadas cíclicamente; las uniones se han hecho con soldadura, pernos de alta resistencia o una combinación de ambos, y en las columnas se han utilizado perfiles de resistencia suficiente para que no haya fallas en ellas; en la mayoría de los casos la viga se ha conectado a un patín de la columna, pero en algunos la conexión se ha hecho por el alma (regs. 4.9, 4.10, 4.11 y 4.12).

Se ha estudiado también el comportamiento del tablero de columna comprendido entre los patines de las vigas, en los subconjuntos sometidos a cargas cíclicas de las refs. 4.11, 4.12, 4.36 y 4.37.

En la ref. 4.9 se reportan los resultados obtenidos al ensayar 17 especímenes de los tipos mostrados en las Figs. 4.24 y 4.25 y 6 especímenes en los que la viga se conecta al alma de la columna.

Las conexiones en que los patines y el alma de la viga están soldados directamente a la columna, los primeros con soldaduras de penetración completa y la segunda con soldaduras de filete, fueron las más satisfactorias.

Se ensayaron además ocho especímenes adicionales, todos con los patines soldados directamente a la columna, dos de ellos con el alma también soldada, cinco con el alma unida por medio de pernos de alta resistencia y uno sin ninguna liga entre el alma de la viga y la columna (refs. 4.40, 4.41); los especímenes con pernos tuvieron por objeto determinar el comportamiento de este tipo de juntas, que se emplean con alguna frecuencia en estructuras reales, y el último, en el que no se conectó el alma de la viga, tuvo un carácter exploratorio.

Las conclusiones generales que se obtienen de las experiencias descritas son:

1. Todas las conexiones, incluyendo la que no se soldó en el alma*, desarrollaron resistencias superiores a las predichas por la teoría plástica simple, al mismo tiempo que transmitían fuerzas cortantes importantes; el endurecimiento por deformación contribuye significativamente a ese comportamiento muy satisfactorio.

2. Los diagramas histéricos carga-deflexión producidos por cargas repetidas son muy estables en todas las juntas ensayadas, y se conservan sin cambio durante ciclos consecutivos de la misma intensidad, lo que indica que las conexiones son muy

* Esto difiere del comportamiento de una conexión semejante reportada en la ref. 4.39 en la que, bajo carga estática exclusivamente, resistió solamente el 51% de la carga máxima predicha por la teoría plástica simple; aunque un solo espécimen no es concluyente, este resultado parece señalar que las juntas cargadas cíclicamente tienen un comportamiento superior al de otras iguales con carga estática.

confiables y absorben una cantidad definida de energía en cada ciclo, para un desplazamiento prescrito (Figs 4.26 y 4.27).

3. Las curvas histeróticas de los especímenes conectados con pernos de alta-resistencia en patines y alma tienen una forma característica (Fig. 4.28), ocasionada por el deslizamiento de las superficies de falla. También deslizaron los pernos colocados en el alma de juntas con patines soldados.

4. La capacidad de soportar cargas cíclicas severas parece asegurada en conexiones debidamente diseñadas y fabricadas; su capacidad intrínseca de absorción de energía es grande, y pueden resistir con seguridad adecuada un número de ciclos de carga aparentemente mayor que el que puede esperarse durante la vida útil de estructuras reales.

5. La calidad de la mano de obra y la inspección durante y después de la fabricación son de importancia fundamental para obtener buenos resultados; esto fue puesto en evidencia por la falla prematura de dos especímenes con soldaduras defectuosas.

COMPORTAMIENTO DE LA ZONA DE LA COLUMNA COMPRENDIDA ENTRE LAS VIGAS (" PANEL ZONE") (refs. 4.11, 4.12 y 4.12). La falla de una junta viga-columna puede deberse a — aplastamiento o pandeo del alma de la columna, a distorsión de sus patines o a flujo o pandeo por cortante del tablero de alma. Ya se han dado recomendaciones para diseño que evitan las tres primeras formas de falla; aunque deducidas para carga estática, se ha comprobado experimentalmente que las conexiones diseñadas de acuerdo con ellas tienen un comportamiento satisfactorio bajo carga cíclica. En lo que sigue se estudia la última forma de falla, y se dan recomendaciones de diseño para lograr un comportamiento correcto, desde ese punto de vista, en estructuras cargadas cíclicamente.

La respuesta de una junta viga-columna de un marco rígido sometido a la acción combinada de fuerzas verticales y horizontales queda representada adecuadamente por

un diagrama $\Delta M - \gamma_p^{av.}$, donde $\gamma_p^{av.}$ es la distorsión angular media de la conexión y ΔM es la suma de los momentos que le transmiten las dos vigas, o la única que llega a la junta en columnas extremas.

La complejidad del problema hace que sea necesario recurrir a simplificaciones para trazar la curva mencionada, conservando únicamente los parámetros más importantes: resistencia al cortante del tablero, incluyendo placas de refuerzo paralelas al alma de la columna cuando las haya, resistencia de los elementos que rodean al tablero (la resistencia a la flexión de los patines de la columna y la rigidez en el plano de las almas de las vigas juegan un papel muy importante en el comportamiento post-elástico de las juntas), efectos benéficos de las fuerzas cortantes en las columnas, que tienen sentido contrario a las producidas por los momentos de las vigas, y efecto de la carga axial en la columna.

No se ha estudiado la influencia de los elementos de unión en el comportamiento del tablero de alma, pues todos los especímenes ensayados se han fabricado con las vigas soldadas a las columnas, en alma y patines.

En las refs. 4.11 y 4.12, en las que se reportan los resultados obtenidos al ensayar ocho subconjuntos formados por una columna y dos vigas, sujetos a cargas cíclicas representativas de temblores severos, se estudia en detalle el comportamiento de los tableros de alma; en todas las conexiones se evitó el aplastamiento del alma de la columna y la distorsión de sus patines diseñándolas según las recomendaciones de las refs. 4.15 y 4.16, y colocando atiesadores horizontales cuando se necesitaron de acuerdo con ellas; el comportamiento de todas las juntas demostró, como se mencionó arriba, que las recomendaciones indicadas son válidas para estructuras cargadas cíclicamente, aunque se dedujeron originalmente para carga estática.

En dos especímenes de características representativas de los pisos superiores se revisó el tablero de alma utilizando el criterio basado en esfuerzos permisibles; de acuerdo con él no se necesitaron refuerzos en el alma, pero sí atiesadores entre los patines superiores e inferiores de las vigas. Debido a distorsiones importantes del alma de la columna por cortante inelástico no se pudieron formar las articulaciones

plásticas de las vigas, lo que hizo que la resistencia lateral de los especímenes fuese baja, pues la junta constituyó un eslabón débil. Otros dos especímenes semejantes, reforzados con placas adosadas al alma de la columna o paralelas a ella, — tuvieron un comportamiento satisfactorio.

Los otros cuatro subconjuntos, característicos de niveles bajos, en los que la rigidez y resistencia de las columnas son grandes respecto a las de las vigas, no requirieron refuerzos de ningún tipo, y las vigas pudieron desarrollar su momento plástico completo.

Las deformaciones excesivas del tablero de alma de las dos primeras conexiones ocasionaron un cambio brusco en la curvatura de la columna al nivel de los atiesadores horizontales, que produjo a su vez dobleces locales en los patines acompañados por concentraciones de esfuerzos elevadas, que llevaron a una fractura del material (Fig. 4.29).

En la Fig. 4.30 se reproducen diagramas histeréticos típicos de dos de las juntas; la A1 pertenece a un subconjunto representativo de un nivel superior, y la B1 a uno inferior; se ve en ellos que las conexiones son elementos muy dúctiles y con una gran reserva de resistencia por encima de la iniciación del flujo plástico, que la disminución de rigidez en el intervalo inelástico es pequeña y gradual, y — que los ciclos histeréticos son muy estables, aún para distorsiones grandes. Todo ésto indica que las juntas detalladas cuidadosamente, en las que se evita el aplastamiento del alma y la distorsión de los patines de la columna por medio de atiesadores adecuados, y en las que todas las soldaduras se hacen correctamente, son elementos con gran capacidad de disipación de energía.

Los experimentos muestran claramente que para desarrollar la capacidad total de carga del subconjunto es indispensable que la resistencia de la junta sea igual o — mayor que la requerida para desarrollar la capacidad total de las vigas; sin embargo, conviene hacer el diseño de manera que haya cierta deformación plástica en las juntas mientras los miembros que llegan a ellas alcanzan su capacidad última, ya que es preferible que se presenten deformaciones plásticas reducidas en varios elementos estruc

turales a que se concentron en uno sólo; si las conexiones se hacen demasiado rígidas se obliga a que toda la deformación plástica se presente en las vigas, y su capacidad de rotación puede agotarse antes de tiempo, a menos que las relaciones ancho/grueso de patines y alma sean muy reducidas y las secciones soportadas lateralmente estén muy cerca unas de otras.

En las refs. A.11 y 42 se propone la ec. 18 para determinar el esfuerzo cortante medio en el tablero de alma:

$$\tau_{av} = \frac{(\Delta M/d_b)(1-P)}{(d_c - t_c)w + 62.4 I_{cc}/d_b^2} \quad (18)$$

$P = V_{cal} d_b / \Delta M$ corresponde a la acción benéfica de la fuerza cortante en las columnas, arriba y abajo de la junta, y los dos términos del denominador representan las resistencias al cortante del tablero y a la flexión de los patines de la columna; el segundo término es generalmente pequeño comparado con el primero, pero tiene cierta importancia cuando los patines de la columna son gruesos. Se recomienda hacer ΔM igual a la suma de los momentos plásticos resistentes de las dos vigas, para garantizar que se alcanzará la resistencia máxima de los miembros individuales antes de que haya una falla de la junta.

El efecto de la fuerza axial se tiene en cuenta, con buena precisión, calculando un esfuerzo de fluencia por cortante reducido, dado por

$$\bar{\tau}_y = \frac{\sigma_y}{\sqrt{3}} \sqrt{1 - \left(\frac{P}{P_y}\right)^2} \quad (19)$$

De acuerdo con los estudios efectuados hasta ahora, esta ecuación es aplicable para $P/P_y \leq 0.5$.

Si τ_{av} es menor o igual que $\bar{\tau}_y$ no hay flujo plástico general del tablero y no hace falta reforzarlo; en caso contrario, deben colocarse placas adosadas al alma o paralelas a ella, que resistan el exceso de fuerza cortante.

45 DISEÑO DE MARCOS RIGIDOS. No se puede determinar la cantidad de energía que deberá absorber y disipar una estructura durante el temblor más intenso a que quedará sometida durante su vida útil, ni se sabe el número de ciclos de carga y descarga que tendrá que resistir; tampoco puede conocerse ^{con exactitud} la capacidad de rotación requerida en sus articulaciones plásticas ni, en general, el factor de ductilidad que deberá desarrollar cada uno de sus miembros.

En esas condiciones, la información con que se cuenta sobre la ductilidad y capacidad de absorción de energía de elementos aislados, vigas, columnas y conexiones, o de subconjuntos o marcos completos, no puede utilizarse en forma directa en el diseño. Sin embargo, si se pueden diseñar las estructuras de manera que su respuesta ante sollicitaciones sísmicas intensas sea la más adecuada, a la que correspondan la resistencia y capacidad de absorción de energía máximas posibles.

Para ello, cualquiera que sea el método de análisis y diseño, elástico o plástico, los perfiles de vigas y columnas deben escogerse de manera que tengan capacidades de rotación elevadas, y las juntas diseñarse para que no constituyan eslabones débiles; además, se buscará en general que las articulaciones plásticas ligadas con el mecanismo de colapso se formen en las vigas (con excepción de las que aparecen en las bases de las columnas), aunque se tomarán las medidas necesarias para que los extremos de las columnas puedan admitir rotaciones plásticas importantes sin que disminuya su resistencia.

Así, en estructuras en zonas sísmicas no se utilizarán, por ejemplo, trabes armadas aperaltadas formadas por placas delgadas, aunque desde un punto de vista elástico sean muy eficientes.

En todos los casos deben calcularse los desplazamientos relativos de entrepiso producidos por las sollicitaciones de trabajo y la resistencia máxima de la estructura, para saber si los primeros no ocasionan daños excesivos en elementos no estructurales y conocer el coeficiente de seguridad respecto al colapso.

Una manera ~~más~~ conveniente de estudiar el comportamiento de una estructura bajo cargas de trabajo y cerca del colapso es utilizando un método elasto-plástico para determinar las curvas completas fuerza horizontal-desplazamiento correspondientes a los perfiles obtenidos en un diseño preliminar. Se cuenta con varios programas de computadora, algunos muy completos, para resolver el problema; sin embargo, hasta la fecha se han utilizado principalmente procedimientos simplificados, en los que la estructura se descompone en varios subconjuntos sencillos y relativamente fáciles de analizar, y se obtiene su respuesta como la suma de las de esos subconjuntos (refs. 4.43 a 4.45).

El método aproximado que más se ha utilizado, y que tiene probablemente más ventajas, es el de las refs. 4.44 y 4.45, con el que se determinan las curvas fuerza horizontal-desplazamiento lateral de entrepisos aislados de marcos rígidos; para ello se separa del resto de la estructura el entrepiso que se desea estudiar, sustituyendo las columnas superiores por sus acciones sobre los nudos, se descompone en una serie de subconjuntos, formados por una columna y la viga o vigas que llegan a ella, se obtiene la curva fuerza horizontal-desplazamiento de cada subconjunto y, finalmente, se superponen para determinar la del entrepiso completo.

En la forma en que ^{suele} emplearse, el método descrito subestima el efecto P Δ , pues en el cálculo de los desplazamientos laterales no se tienen en cuenta las deformaciones de las juntas; no es difícil incluirlas, sin embargo, ya sea efectuando un estudio preciso (ref. 4.46) o incrementando los desplazamientos Δ calculados en forma usual en un cierto porcentaje, que depende de la rigidez al cortante de las juntas.

Si en el diseño de vigas, columnas y conexiones, se tienen en cuenta los aspectos discutidos en las secciones anteriores, en lo que se refieren a relaciones ancho/grueso, contraventeo lateral, refuerzo de las conexiones, etc, el comportamiento bajo solicitaciones sísmicas de los marcos diseñados siguiendo este camino es satisfactorio, como lo demuestran los resultados experimentales reportados.

En las refs. 4.10 a 4.12, 4.36, 4.37, se comprueba que los subconjuntos y marcos completos diseñados de acuerdo con las normas AISI para diseño plástico, y hechos con juntas

viga-columna totalmente soldadas, son sumamente dúctiles y pueden admitir deformaciones inelásticas muy importantes cuando están sometidos a desplazamientos laterales repetidos y de sentido variable; además, su resistencia máxima bajo cargas verticales constantes y horizontales cíclicas excede considerablemente la que tienen cuando las fuerzas horizontales crecen monótonicamente, lo que se debe principalmente al endurecimiento por deformación y al efecto $P\Delta$ (ref. 4.47). Por ejemplo, tres de los marcos de la ref. 4.48 experimentaron deformaciones inelásticas 14 veces mayores que las producidas por las cargas de trabajo, que corresponden a un índice nominal de desplazamiento ("nominal drift index") de 0.043. En la ref. 4.41 se recomienda que el diseño se haga de manera que aún bajo temblores extremos los índices de desplazamiento ("story drifts") permanezcan por debajo de 0.03, para evitar problemas de inestabilidad producidos por el efecto $P\Delta$; para ello se sugiere que tanto las vigas como las columnas que concurren en cada nudo sean capaces de resistir el momento total que hay en él aumentado en $0.03 Ph$, donde P es la fuerza de compresión en la columna y h su altura, y se recomienda que se eviten relaciones P/P_y demasiado altas.

Los ciclos histeréticos carga lateral-desplazamiento son sumamente reproducibles, aún para desplazamientos mucho mayores que los que corresponden a la carga máxima.

Es una práctica común limitar los desplazamientos de entrepiso, bajo condiciones de servicio, a valores comprendidos entre 0.0025 y 0.003h, que se pueden incrementar en 50 por ciento, aproximadamente, cuando en los desplazamientos calculados se incluyen las deformaciones de las juntas; los desplazamientos reales suelen ser menores, pues en los cálculos no se incluye generalmente el efecto rigidizador de elementos no estructurales como cubos de escaleras, muros divisorios, etc, ni la influencia de las losas u otros sistemas de piso.

Cuando el piso es una losa de concreto u otro sistema rígido y resistente, conviene diseñarlo y construirlo para que trabaje en conjunto con las vigas; se logra así que aumente la rigidez del sistema y disminuyan los desplazamientos laterales, al mismo tiempo que crece la resistencia de las vigas, cuando menos en algu-

nas secciones.

Al reconocer el trabajo de conjunto de las trabes y el sistema de piso se obtienen estructuras más económicas y se llega a una descripción más realista de su comportamiento; por ejemplo, cambia la posición de algunas articulaciones plásticas, que pueden incluso formarse en las columnas en vez de en las vigas, como parecería si se tomase en cuenta únicamente la resistencia y rigidez de los elementos de acero (ref. 4.48).

4.6 CONTROL DE DESPLAZAMIENTOS. ("DRIFT CONTROL"). Cualquier control razonable de los desplazamientos de entrepiso evita la falla por inestabilidad de conjunto, aún en el intervalo inelástico, al limitar la intensidad de los momentos $P\Delta$; sin embargo, suele necesitarse un control más estricto para asegurar la integridad de las conexiones y minimizar los daños no estructurales. La conservación de los desplazamientos laterales máximos por debajo de ciertos límites es, pues, esencial para lograr un comportamiento adecuado de cualquier edificio, y al efectuar el diseño debe tenerse en cuenta que la manera en que se controlan los desplazamientos es fundamental para obtener soluciones económicas y eficientes estructuralmente.

Los desplazamientos laterales de entrepiso son producidos por ~~cuatro~~^{cinco} factores principales:

1. Deformación, por flexión y cortante, de las columnas (Fig. 4.31a).
2. Rotación de los nudos, producida por las deformaciones elásticas o inelásticas de las vigas y de los medios de unión entre ellas y las columnas (Fig. 4.31b).
3. Distorsiones del tablero de las juntas (Fig. 4.31c).
4. Flexión de conjunto de la estructura, como un resultado de los cambios de longitud de las columnas.
5. Rotación del edificio como un conjunto.
En el cálculo de los desplazamientos debe incluirse el efecto $P\Delta$, tanto bajo condiciones de trabajo como cerca del colapso.

En la Fig. 4.32, tomada de la ref. 4.37, se muestran los desplazamientos totales

de las columnas de dos subconjuntos, y se indican las contribuciones de los tres primeros factores al desplazamiento (el cambio de longitud de la columna no influye en las deformaciones de los subconjuntos ensayados en la referencia mencionada). Las contribuciones Δ_c , producidas por la deformación de las columnas, son muy pequeñas porque los especímenes ensayados se diseñaron de manera que las columnas se conservasen en el intervalo elástico durante todo el proceso de carga; en A2, que corresponde a un nivel superior y cuya conexión se diseñó elásticamente, predominan los desplazamientos ocasionados por la deformación de la junta, mientras que en B2, tomado de un nivel inferior, en el que el grueso del alma de la columna es mucho mayor, los desplazamientos más importantes son los producidos por las deformaciones de las vigas.

En los especímenes ensayados en la ref. 4.42 se manifiesta la misma tendencia que en B2, lo que indica que la importancia de los desplazamientos ocasionados por las deformaciones de las juntas disminuye drásticamente cuando se diseñan de manera que se satisfagan las condiciones expresadas por las ecs. 18 y 19.

Si las juntas no están atiesadas correctamente se producirán deformaciones del alma y los patines de las columnas, frente a los patines de las vigas, que sumadas a las deformaciones por cortante harán que aumenten todavía más los desplazamientos de los entrepisos.

Para controlar económicamente los desplazamientos laterales debe estudiarse cual de las componentes puede disminuirse más con la menor cantidad de material adicional. ^{y mano de obra} Como los desplazamientos laterales son generalmente casi proporcionales a los cocientes $\frac{V}{I}$ más eficiente reducir los desplazamientos debidos a las deformaciones de las vigas que los ocasionados por las columnas, pero al hacerlo debe tenerse en cuenta que el aumento de resistencia de las vigas puede ser causa de que cuando se exceda la resistencia elástica de la estructura las articulaciones plásticas se formen en las columnas, lo que no suele ser conveniente.

Si se necesita reforzar los tableros de alma de las juntas para reducir su deformación, puede ser económico utilizar columnas más pesadas, con almas más

El de las vigas, suele ser

gruesas, para colocar placas de refuerzo.

Una de las variables más importantes en el control de los desplazamientos laterales es el número de columnas que resisten la fuerza cortante total en cada entrepiso; si se aumentan las columnas aumentan también las juntas, pero cada una de ellas requiere menos soldadura, pues los patines de las vigas resultan más delgados; además, al aumentar la cantidad de columnas se reduce la longitud de los trabes y disminuye la componente del desplazamiento debida a sus deformaciones. Estas consideraciones llevan a las estructuras tubulares, con muchas columnas, muy juntas, en el perímetro, ligadas entre sí por vigas cortas y apertadas, como una solución adecuada para edificios altos en zonas sísmicas.

En edificios de altura intermedia puede lograrse un control adecuado de los desplazamientos utilizando marcos contraventeados o muros de rigidez.

4.7 CONTRAVENTEADO. Las estructuras construidas en zonas sísmicas tienen que satisfacer, entre otros, dos requisitos fundamentales: los desplazamientos relativos de entrepiso producidos por sismos de intensidad moderada no deben sobrepasar ciertos límites, y su resistencia máxima tiene que ser la necesaria para que soporten sismos de intensidad elevada sin fallar ni sufrir daños estructurales excesivos; para ello se requiere que se satisfagan dos condiciones, una de rigidez bajo cargas de trabajo y otra de resistencia y capacidad de absorción de energía.

En estructuras formadas por marcos rígidos ordinarios es difícil satisfacer los dos requisitos simultáneamente, pues si se refuerzan hasta que los desplazamientos de entrepiso bajo cargas de trabajo queden dentro de límites admisibles se obtienen resistencias mucho mayores que las necesarias.

448

La rigidez lateral aumenta de una manera económica, sobre todo en edificios de altura media, colocando contraventeos en un cierto número de marcos, compatibles con los requisitos arquitectónicos y funcionales (por ejemplo, en los marcos extremos en que haya muros y en el perímetro del área de elevadores, escaleras y baños); los marcos restantes se apoyan en los contraventeados a través de los diafragma horizontales

tales constituidos por los sistemas de piso. Conviene que los contraventeos se coloquen en toda la altura, ininterrumpidamente, y pueden estar formados por elementos en X, en K o con alguna otra configuración.

Para fines de diseño, los marcos contraventeados se suelen tratar como si estuviesen formados por dos sistemas separados: un marco rígido ordinario, que soporta las cargas permanentes, y un sistema vertical de contraventeo que trabaja como una armadura y resiste las cargas horizontales, al mismo tiempo que proporciona la rigidez necesaria para evitar la inestabilidad de conjunto; las vigas y columnas de las crujeas contraventeadas son comunes a los dos sistemas. El contraventeo ^{suele} ser diseñado como una armadura vertical con articulaciones en los nudos,

que debe resistir las fuerzas horizontales más el efecto $P\Delta$, así como proporcionar rigidez adecuada bajo cargas de trabajo y evitar el pandeo de conjunto cuando actúan sobre la estructura las cargas verticales factorizadas.

En la ref. 4.16 se estudia el contraventeo en X y se proporcionan fórmulas para determinar el área de las diagonales, de manera que satisfagan las condiciones mencionadas, y en la ref. 4.17 se resuelve el mismo problema para contraventeo en K; en las dos referencias se utilizan fuerzas estáticas horizontales equivalentes a las solicitaciones producidas por viento o sismo, y en ninguna de ellas se estudian efectos dinámicos.

Para determinar la respuesta sísmica de un marco contraventeado por superposición de la del marco propiamente dicho y la de los elementos de contraventeo se necesita conocer el comportamiento de éstos, por lo que se han realizado experiencias de laboratorio con barras rectas sometidas a tensiones y compresiones alternadas.

En la Fig. 4.33 se describe el comportamiento de una barra de esbeltez moderada, articulada en los dos extremos, con una fuerza axial que es inicialmente de tensión, cambia a compresión, y vuelve a ser finalmente de tensión; para trazar la curva se supone que la barra se pandea cuando la compresión alcanza el valor predicho por la teoría de Euler, P_{cr} , o el límite plástico, P_y .

Al aplicar una tensión creciente la barra se alarga elásticamente desde el origen hasta 1, y bajo carga P_3 constante hasta 2; después de este punto empieza a disminuir la tensión axial, que llega a cero y se convierte en compresión. El miembro se conserva recto hasta que se pandea elásticamente en 3, y se deforma lateralmente hasta que aparece una articulación plástica en el centro, producida por la acción combinada de la fuerza normal P y el momento P_3 . Los acortamientos posteriores ocasionan aumentos de los desplazamientos laterales y disminución de la fuerza axial necesaria para que la articulación siga girando, curva 4-5; en 5 cambia la dirección de la deformación axial, y el miembro actúa elásticamente hasta llegar a 6, donde la fuerza axial y el momento se anulan, pero subsiste una deformación axial residual debida a que el eje no recupera la forma recta inicial. Al volver a aplicar fuerzas de tensión aumentan los momentos en la barra hasta que se forma de nuevo la articulación plástica, punto 7, ahora en flexo-tensión, que gira mientras la pieza continúa enderezándose, y crece la tensión hasta regresar eventualmente al punto 2.

El comportamiento determinado experimentalmente concuerda bastante bien con el que se acaba de describir, como lo demuestran las curvas de la Fig. 4.34, que se han obtenido con una barra sometida a ciclos consecutivos de fuerzas alternadas de tensión y compresión, en los que se mantienen constantes las deformaciones. ^{4.51}

Las experiencias realizadas con miembros aislados indican que la fuerza de compresión máxima (carga de pandeo) disminuye al aumentar el número de ciclos, que los miembros cortos tienen mayor capacidad de absorción de energía que los largos y que la respuesta histérica es casi igual a la estática. ^{4.51 a 4.53}

En la ref. 4.54 se demuestra que los resultados predichos analíticamente y los obtenidos experimentalmente concuerdan bastante bien en los primeros ciclos de carga, excepto en las regiones en que las fuerzas de tensión y compresión son máximas; además, la precisión de los métodos analíticos disminuye en ciclos subsiguientes, a causa, aparentemente, de las dificultades para tomar en cuenta los cambios de longitud

del espécimen; esto hace pensar que tal vez sea conveniente desarrollar relaciones fuerza-deformación empíricas.

En este campo se necesita considerable trabajo experimental y analítico adicional.

Se han efectuado también estudios sobre contraventeos compuestos por dos diagonales cruzadas y sobre marcos de un piso y una crujía provistos de contravientos de distintos tipos, con carga vertical constante y horizontal cíclica, para comparar su respuesta con la de marcos similares no contraventeados y determinar las soluciones más eficientes; las relaciones carga-deformación propuestas para contraventeos sencillos pueden aplicarse a los dobles, o a marcos contraventeados, aplicando el método de superposición.

Finalmente, se cuenta con algunas investigaciones analíticas en las que se ha determinado la respuesta elasto-plástica de marcos contraventeados de varios pisos, sometidos a registros de temblores reales; se ha encontrado que en general experimentan desplazamientos menores y menos actividad plástica en vigas y columnas que los no contraventeados, y que las diagonales diseñadas con los métodos recomendados en los códigos resultan demasiado esbeltas y fluyen antes que las vigas, de manera que los marcos contraventeados diseñados en forma usual son muy eficientes para resistir las fuerzas estáticas especificadas en los códigos, pero tienen una capacidad de absorción de energía reducida. Para contrarrestar parcialmente esas desventajas es frecuente que se especifique que las diagonales se diseñen con fuerzas mayores que las calculadas.

Para que los marcos contraventeados tengan capacidad de absorción de energía adecuada debe hacerse un diseño balanceado, que produzca estructuras en las que contraventeos y vigas entren simultáneamente en el intervalo inelástico, con lo que se obtienen las ventajas del contraventeo, mayor rigidez y resistencia con costo reducido, mientras se conserva una capacidad de absorción de energía elevada. Al efectuar el diseño de esta manera los elementos de contraventeo resultan mucho más robustos que los que se obtienen al aplicar las reglas de las refs. 4.15, 4.16 y 4.49.

Para incrementar la capacidad de absorción de energía del sistema de ha propuesto introducir excentricidades calculadas en las uniones de las diagonales, de manera que entre ellas y las columnas queden tramos de viga libres, sometidos predominantemente a flexión, en los que se forman articulaciones plásticas. Todavía no se ha utilizado este método en estructuras reales, ^{aparentemente,} pero se han efectuado estudios analíticos bastante completos y algunos experimentales, que indican que el concepto es prometedor. 461,462

4.8 DIAFRAGMAS. En algunos edificios construidos en los últimos tiempos en el Reino Unido y en los U.S.A. se ha utilizado la lámina de acero acanalada en fachadas y muros divisorios interiores. Este tipo de construcción presenta ventajas estéticas, de ligereza, economía y facilidad de construcción.

De
A menos que se tomen precauciones especiales para desligarlos, la deformación de los canales de lámina durante un temblor debe ser compatible con la de la estructura, de manera que reciban una parte de las solicitaciones sísmicas proporcional a su rigidez.

Como la distancia entre columnas suele ser mayor que la altura de entrepiso, las láminas se colocan con las canales en posición vertical, para que resistan las fuerzas normales a su superficie, producidas por el viento, por ejemplo, trabajando en el sentido corto. La conexión con las vigas y columnas de la estructura se hace por medio de elementos perimetrales diseñados para transmitir fuerzas cortantes en el plano del tablero, mientras se reduce a un mínimo la transmisión de fuerzas verticales, para evitar el pandeo por compresión de la lámina de acero. En la Fig. 435 se muestra un cancel de lámina, en elevación, y un posible detalle de liga con la viga superior, que trabaja de la manera deseada.

El tablero de lámina se liga a los miembros perimetrales por medio de soldaduras de filote colocadas entre la canal y los elementos planos de la lámina, a uno y otro lado de ésta (o de un solo lado si se emplean ángulos como elementos perimetrales), y las láminas se unen entre sí con soldaduras verticales.

Para valuar la contribución de los canceles de lámina a la respuesta sísmica del edificio se necesita contar con métodos para obtener su rigidez y resistencia, de manera que se puedan calcular las fuerzas sísmicas que actuarán en ellos y determinar si pueden soportarlas con un coeficiente de seguridad adecuado contra la falla; como sucede siempre en diseño sísmico, las dos propiedades deben estar adecuadamente balanceadas, para obtener los beneficios máximos sin poner en peligro la estabilidad del elemento.

Se han efectuado estudios teóricos y experimentales para determinar la rigidez y resistencia de los tableros de lámina acanalada. ^{4.64 a 4.67}

La flexibilidad de un diafragma completo es la suma de las flexibilidades debidas a la distorsión de las canales de la lámina, a la deformación por cortante del diafragma y a los movimientos y deformaciones de los elementos de liga con las vigas y columnas del marco, y de las soldaduras que ligan las diferentes láminas entre sí; la falla puede presentarse por desgarramiento de la lámina en las uniones de los bordes, ruptura de las soldaduras en las juntas verticales, flujo plástico, inestabilidad de los elementos perimetrales o falla del tablero por pandeo producido por cortante.

En las refs, 4.64, 4.66 y 4.67 se estudian los distintos factores que intervienen en la flexibilidad y resistencia del conjunto y se dan fórmulas para evaluarlos, y en la ref. 4.65 se investiga el pandeo elástico por cortante y se proporcionan expresiones simplificadas para determinar la resistencia correspondiente. Este tipo de falla es importante porque representa la resistencia máxima que puede proporcionar un diafragma dado, por lo que en muchos casos puede ser conveniente diseñar los elementos de unión de las láminas entre sí y del conjunto con la estructura de manera que no fallen prematuramente, para que la resistencia del diafragma sea la correspondiente al pandeo por cortante.

En la referencia 4.68 se propone que las fuerzas sísmicas sean resistidas por los marcos, haciendo su análisis y diseño en forma ordinaria, y los canceles divisorios se empleen únicamente para reducir los desplazamientos laterales a valores -

aceptables; así, la seguridad de la estructura no depende de los cancelos, pero éstos son fundamentales para que su comportamiento en condiciones de servicio sea adecuado; mas adelante, cuando el conjunto diafragma-marco se haya estudiado más a fondo, convendrá seguramente utilizar también la resistencia de los cancelos, para obtener diseños más económicos.

Calculada la rigidez de los cancelos con el método del elemento finito, en la ref. 4.68 se determinan los desplazamientos producidos por un sistema de fuerzas horizontales en un marco de tres crujeas y veintiseis niveles, suponiendo primero que el marco las resiste en su totalidad y colocando después diafragmas hechos con lámina de tres calibres diferentes, 12, 16 y 20, en el entreojo central, en toda la altura. Los diafragmas reducen los desplazamientos laterales a una fracción comprendida entre el 45 y el 65%, aproximadamente, ^{de} los del marco no rigidizado, que se mantiene prácticamente constante en toda la altura (los desplazamientos horizontales totales del nivel superior son de 10.09" en el marco, 5.89" (56%) cuando se emplea lámina del n° 20, y 5.28" (52%) y 4.74" (47%) cuando las láminas son del calibre 16 y 12, respectivamente).

4.9 OTRAS ESTRUCTURAS. El estudio de su comportamiento bajo temblores reales y las investigaciones teóricas y experimentales realizadas hasta la fecha, indican que los marcos rígidos de acero, contraventeados o no, constituyen sistemas estructurales capaces de resistir las sollicitaciones producidas por sismos intensos y de disipar grandes cantidades de energía, gracias principalmente a que pueden admitir deformaciones inelásticas muy importantes sin pérdida de resistencia. Aunque algunos puntos requieren más estudios, todo parece indicar que se obtienen resistencia y ductilidad suficientes analizando los marcos con métodos elásticos o plásticos, diseñándolos de manera que la mayoría de las articulaciones plásticas asociadas con el mecanismo eventual de colapso se formen en las vigas, y cumpliendo los requisitos sobre relaciones ancho/grueso y contraventeo lateral que se especifican para diseño plástico de estructuras cargadas estáticamente.

Las condiciones mencionadas se pueden satisfacer sin dificultades especiales en edificios urbanos para oficinas o departamentos, pero no en otros tipos de estructuras de acero, tales como tanques elevados o chimeneas.

Los tanques elevados soportados por una estructura tridimensional formada por cuatro o más columnas ligadas entre sí con puntales horizontales y diagonales cruzadas o boblatas, que trabajan únicamente en tensión, constituyen un sistema estructural cuyo comportamiento en temblores pasados ha sido con frecuencia poco satisfactorio; la falla de una de las diagonales o de alguna de sus conexiones, generalmente en la parte superior de la torre, ocasiona una pérdida de simetría en la estructura resultante que origina momentos de torsión importantes y el colapso por flexión de las columnas que limitan el tablero; puesto que en estas estructuras es difícil obtener niveles apreciables de ductilidad, deben diseñarse para que resistan fuerzas sísmicas altas conservándose en el intervalo elástico, y las diagonales y sus uniones deben dimensionarse con coeficientes de seguridad elevados.

En chimeneas y otras torres altas autosoportadas de acero es importante evitar el pandeo de las paredes, que son generalmente de espesor relativamente pequeño. -- Además, como es probable que las solicitaciones producidas por temblores intensos excedan las utilizadas en el diseño, debe esperarse que partes de la estructura fluyan plásticamente, y conviene concentrar las deformaciones plásticas en elementos que no ocasionen la falla de la estructura y que, en caso necesario, sean fácilmente reemplazables. Los más convenientes son los pernos de anclaje, que deben hacerse de longitud suficiente para permitir deformaciones plásticas bajo las tensiones máximas -- producidas por el momento de volteo, y que se construyen de manera que puedan ser -- sustituidos en caso necesario, lo que se logra anclándolos en elementos especiales -- ahogados en el cimiento de concreto, de los que se desprenden haciéndolos girar.

4.9 FALLA FRÁGIL Y DESGARRAMIENTO LAMINAR ("LAMELLAR TEARING"). La fractura frágil es más frecuente en las estructuras soldadas que en las que se fabrican con conectores mecánicos, debido a una combinación de posibles defectos en las soldaduras, esfuerzos residuales elevados, y discontinuidad, que reduce la posibilidad de que se detenga la propagación de las grietas. Durante la fabricación y el montaje deben tomarse las medidas necesarias para reducir a un mínimo los fenómenos que pueden ocasionar comportamiento frágil, y si las condiciones son especialmente severas deben utilizarse aceros con propiedades adecuadas a bajas temperaturas.

La soldadura de perfiles laminados o de placas para transmitir fuerzas en la dirección perpendicular a su grueso (Fig. 4.36) debe hacerse con especial cuidado, ya que puede producir desgarramiento laminar del material. La resistencia del acero determinada normalmente al grueso es similar a la longitudinal o transversal, pero su capacidad de deformación en esa dirección es frecuentemente tan solo ligeramente superior a la correspondiente al límite de elasticidad.

El desgarramiento laminar se presenta en placas muy restringidas, en la superficie de contacto ^{entre} las inclusiones no metálicas microscópicas y el acero que las rodea, debido a la incapacidad de éste para admitir las deformaciones en la dirección normal al grueso impuestas por la contracción de soldaduras. Puede presentarse en placas de cualquier espesor, pero es mucho más frecuente en las gruesas, porque en ellas se depositan soldaduras más grandes, que se contraen más al enfriarse.

La experiencia enseña que el desgarramiento laminar no aparece casi nunca en placas de gruesos menores de 20 a 25mm, aunque ha habido algunas excepciones (ref. 4.69). La consideración de diseño más importante consiste en reducir a un mínimo las deformaciones normales al grueso de las placas que se presentan en áreas localizadas.

En la Fig. 4.37 se muestran detalles que pueden ocasionar el fenómeno en estudio, y se dan algunas ideas referentes a cómo mejorarlos.

1. Degenkolb, H.J., "Design of Earthquake-Resistant Structures - Steel Frame Structures", in Earthquake Engineering, R.L. Wiegel, editor, Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, N.J. (1970)
2. Galambos, T.V., "Structural Members and Frames", Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, N.J. (1968)
3. Lee, G.C., and Galambos, T.V., "Post-Buckling Strength of Wide-Flange Beams", Journal of the Engineering Mechanics Division, Proceedings, American Society of Civil Engineers, Vol. 88, N° EM1 (1962)
4. Lee, G.C., Ferrara, A.T., and Galambos, T.V., "Experiments on Braced Wide-Flange Beams", Bulletin n° 99, Welding Research Council, New York (1964)
- 4.5 Lukky, A.F., Smith, D.J., Hosain, M.U., and Adams, P.F., "Experiments on Wide-Flange Beams under Moment Gradient", Bulletin N° 142, Welding Research Council, New York (1969)
- 4.6 Lay, M.G., "Flange Local Buckling in Wide-Flange Shapes", Journal of the Structural Division, Proceedings, American Society of Civil Engineers, Vol. 91, N° ST6 (1965).
- 4.7 Lay, M.G., and Galambos, T.V., "Inelastic Beams under Moment Gradient", J. Str. Div., Proc. ASCE, Vol. 93, N° ST1 (1967).
- 4.8 Bertero, V.V., and Popov, E.P., "Effect of Large Alternating Strains of Steel Beams", J. Str. Div., Proc. ASCE, Vol. 91, N° ST1 (1965)
- 4.9 Popov, E.P., and Pinkney, D.B., "Cyclic Yield Reversal in Steel Building Connections", J. Str. Div., Proc. ASCE, Vol. 95, N° ST3 (1969).
- 4.10 Carpenter, L.D., and Lu, L.W., "Reversed and Repeated Load Tests of Full-Scale Steel Frames", Bulletin N° 24, American Iron and Steel Institute, New York (1973).
- 4.11 Krawinkler, H., Bertero, V.V., and Popov, E.P., "Inelastic Behavior of Steel Beam-to-Column Subassemblies", Report N° EERC 71-7, Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California, Berkeley, Cal. (1971).
- 4.12 Bertero, V.V., Krawinkler, H., and Popov, E.P., "Further Studies on Seismic Behavior of Steel Beam-Column Subassemblies", Report N° EERC 73-27, Earth. Eng. Res. Center, College of Eng., Univ. of California, Berkeley, Cal. (1973).
- 4.13 Lay, M.G., and Galambos, T.V., "Inelastic Steel Beams under Uniform Moment", J. Str. Div., Proc. ASCE, Vol. 91, N° ST6 (1965).
- 4.14 Newmark, N.H., and Rosenbluth, E., "Fundamentals of Earthquake Engineering", Prentice-Hall Inc., Englewood Cliffs, N.J. (1971).
- 4.15 "Specification for the Design, Fabrication and Erection of Structural Steel for Buildings" and Commentary to the Specification, American Institute of Steel Construction (1969), with Supplements N° 1, 2 and 3.

(Sigue a la vuelta →)

- 4.16 "Plastic Design in Steel - H Guide and Commentary", American Society of Civil Engineers, Manual of Engineering Practice No 41, 2nd Edition (1971)
- 4.17 Ketter, D.L., "Stability of Beam-Columns above the Elastic Limit", Proceedings ASCE, Vol. 81, Separate No 692 (1955).
- 4.18 Galambos, T.V., and Ketter, D.L., "Columns under Combined Bending and Thrust", Transactions, American Society of Civil Engineers, Vol. 126, Part. 3 (1961).
- 4.19 Galambos, T.V., Lecture 10, "Plastic Design of Multi-Story Frames - Lecture Notes", Fritz Engineering Laboratory Report No 273.20, Lehigh University, Bethlehem, Pa (1965)
- 4.20 Ojalvo, M., and Fukumoto, Y., "Nomographs for the Solution of Beam-Column Problems", Bulletin No 78, Welding Research Council, New York (1962)
- 4.21 Galambos, T.V., and Lay, M.G., "Studies on the Ductility of Steel Structures", J. Str. Div., Proc. ASCE, Vol. 91, No 279 (1965)
- 4.22 Galambos, T.V., Adams, P.F., and Fukumoto, Y., "Further Studies on the Lateral-Torsional Buckling of Steel Beam-Columns", Bulletin No 115, Welding Research Council, New York (1966).
- 4.23 Baker, J.F., Horne, M.R., and Heyman, J., "The Steel Skeleton", Vol. 2, Cambridge University Press, Cambridge, England (1956)
- 4.24 "Joint Committee Report on Fully Rigid Multi-Storey Welded Steel Frames", The Institution of Structural Engineers, London, England (1964)
- 4.25 "Joint Committee's Second Report on Fully Rigid Multi-Storey Welded Steel Frames", The Institution of Structural Engineers, London, England (1971).
- 4.26 Santathadaporn, S., and Chen, W.F., "Interaction Curves for Sections under Combined Biaxial Bending and Axial Forces", Bulletin No 148, Welding Research Council, New York (1970).
- 4.27 Chen, W.F., and Atsuta, T., "Interaction Equations for Biaxially Loaded Sections", J. Str. Div., Proc. ASCE, Vol. 98, No ST5 (1972)
- 4.28 Santathadaporn, S., and Chen, W.F., "Analysis of Biaxially Loaded Steel H-Columns", J. Str. Div., Proc. ASCE, Vol. 99, No ST3 (1973)
- 4.29 Tebedge, N., and Chen, W.F., "Design Criteria for H-Columns under Biaxial Loading", J. Str. Div., Proc. ASCE, Vol. 100, No ST3 (1974)
- 4.30 Springfield, J., "Design of Columns Subject to Biaxial Bending", Engineering Journal, American Institute of Steel Construction, Vol. 12, No 3 (1975)
- 4.31 Yamada, M., "Low Cycle Fatigue Fracture Limits of Various Kinds of Structural Members Subjected to Alternately Repeated Plastic Bending under Axial Compression as an Evaluation Basis of Design Criteria for Seismic Capacity", Proceedings, Fourth World Conference on Earthquake Engineering, Santiago, Chile (1969).
- 4.32 Yamada, M., "Effect of Cyclic Loading on Buildings", State of Art Report No 3, Technical Committee 18, International Conference on Planning and Design of Tall Buildings, Lehigh University, Bethlehem, Pa (1972).

Subjected to Repeated Loading", Preprints, Sixth World Conf. on Earth. Eng., New Delhi, India (1977).

- 4.34 Mitani, I., Mizuno, M., and Hatsu, C., "Influence of Local Buckling on Cyclic Behavior of Steel Beam-Columns", Preprints, Sixth World Conf. on Earthquake Eng., New Delhi, India (1977).
- 4.35 Kato, B., and Akiyama, H., "Inelastic Bar Subjected to Thrust and Cyclic Bending", J. Str. Div., Proc. ASCE, Vol. 95, No. ST1 (1969).
- 4.36 Popov, E.P., Bertero, V.V., and Chandramouli, S., "Hysteretic Behavior of Steel Columns", Report No. EERC 75-11, Earth. Eng. Res. Center, College of Eng., Univ. of California, Berkeley, Cal. (1975).
- 4.37 Bertero, V.V., Popov, E.P., and Krawinkler, H., "Beam-Column Subassemblies under Repeated Loading", J. Str. Div., Proc. ASCE, Vol. 98, No. ST5 (1972).
- 4.38 Graham, J.D., Sherbourne, A.N., Khabbaz, R.N., and Jensen, C.D., "Welded Interior Beam-to-Column Connections", American Institute of Steel Construction (1959).
- 4.39 Parfitt, J., Jr, and Chen, W.F., "Tests of Welded Steel Beam-to-Column Moment Connections", J. Str. Div., Proc. ASCE, Vol. 102, No. ST1 (1976).
- 4.40 Popov, E.P., and Stephen, R.M., "Cyclic Loading on Full-Size Steel Connections", Report No. EERC 70-3, Earth. Eng. Res. Center, College of Eng., Univ. of California, Berkeley, Cal. (1970).
- 4.41 Popov, E.P., and Bertero, V.V., "Cyclic Loading of Steel Beams and Connections", J. Str. Div., Proc. ASCE, Vol. 99, No. ST6 (1973).
- 4.42 Krawinkler, H., Bertero, V.V., and Popov, E.P., "Shear Behavior of Steel Frame Joints", J. Str. Div., Proc. ASCE, Vol. 101, No. ST11 (1975).
- 4.43 Daniels, J.H., and Lu, L.W., "The Subassembly Method of Designing Unbraced Multi-Story Frames", Fritz Eng. Lab. Report 273.37, Lehigh University, Bethlehem, Pa (1966).
- 4.44 de Guen, O., "A Modification to the Subassembly Method of Designing Unbraced Multi-Story Frames", Engineering Journal, American Institute of Steel Construction, Vol. 6, No. 4 (1969).
- 4.45 Powell, G.H., and M. B. El Hafez, "Subassembly Concept for Tall Frame Analysis", J. Str. Div., Proc. ASCE, Vol. 100, No. STB (1974).
- 4.46 Becker, R., "Panel Zone Effect on the Strength and Stiffness of Steel Rigid Frames", Eng. J., AISC, Vol. 12, No. 1 (1975).
- 4.47 Kato, B., and Lu, L.W., "Instability Effects under Dynamic and Repeated Load" State of Art Report No. 3, Technical Committee 16, International Conference on Planning and Design of Tall Buildings, Lehigh University, Bethlehem, Pa (1972).

- 4.18 de Buen, O., "Antiseismic Design of Multi-story Steel Frames by Plastic Methods", Proceedings, Fourth World Conf. on Earth. Eng., Santiago, Chile (1969)
- 4.49 "Plastic Design of Braced Multi-story Steel Frames", American Iron and Steel Institute, New York (1968)
- 4.50 Wakabayashi, M., "Frames under Strong Impulsive, Wind or Seismic Loading", State of Art Report N° 6, Technical Committee N° 15, International Conference on Planning and Design of Tall Buildings, Lehigh University, Bethlehem, Pa (1972)
- 4.51 Shikata, M., Nakamura, T., Yoshida, N., Morino, S., Nonaka, T., and Wakabayashi, M., "Elasto-Plastic Behavior of Steel Braces under Repeated Axial Loading", Proceedings, Fifth World Conf. on Earth. Eng., Rome, Italy (1974)
- 4.52 Kahn, L.F., and Hanson, R.D., "Inelastic Cycles of Axially Loaded Steel Members", J. Str. Div., Proc. ASCE, Vol. 102, N° ST5 (1976)
- 4.53 Wakabayashi, M., Matsui, C., and Mitani, J., "Cyclic Behavior of a Restrained Steel Brace under Axial Loading", Preprints, Sixth World Conf. on Earth. Eng., New Delhi, India (1977)
- 4.54 Higginbotham, A.B., and Hanson, R.D., "Axial Hysteretic Behavior of Steel Members", J. Str. Div., Proc. ASCE, Vol. 102, N° ST7 (1976)
- 4.55 Wakabayashi, M., Nakamura, T., Shikata, M., Yoshida, N., and Masuda, H., "Hysteretic Behavior of Steel Braces Subjected to Horizontal Load due to Earthquake", Preprints, Sixth World Conf. on Earth. Eng., New Delhi, India (1977)
- 4.56 Wakabayashi, M., Matsui, C., Minemoto, K., and Mitani, J., "Inelastic Behavior of Steel Frames Subjected to Constant Vertical and Alternating Horizontal Loads", Proceedings, Fifth World Conf. on Earth. Eng., Rome, Italy (1974)
- 4.57 Tanabashi, B., Kaneta, K., and Ishida, T., "On the Rigidity and Ductility of Steel Bracing Assemblage", Proceedings, Fifth World Conf. on Earth. Eng., Rome, Italy (1974)
- 4.58 Goel, S.C., and Hanson, R.D., "Seismic Behavior of Multistory Braced Steel Frames", J. Str. Div., Proc. ASCE, Vol. 100, N° ST1 (1974)
- 4.59 Anderson, J.C., "Seismic Behavior of K-Braced Framing Systems", J. Str. Div., Proc. ASCE, Vol. 101, N° ST10 (1975)
- 4.60 Yamada, M., Tsuji, B., and Nakanishi, S., "Elasto-Plastic Behavior of Braced Frames under Cyclic Horizontal Loading", Preprints, Sixth World Conf. on Earth. Eng., New Delhi, India (1977)
- 4.61 Wyllie, L.A., Jr., and Degenkolb, H.J., "Improving the Seismic Response of Braced Frames", Preprints, Sixth World Conf. on Earth. Eng., New Delhi, India (1977)

- 4.62 Kaldjian, M.J., "Inelastic Cyclic Response of Split K-Braced Frames", Preprints, Sixth World Conf. on Earth. Eng., New Delhi, India (1977).
- 4.63 "Uniform Building Code", 1976 Edition, International Conference of Building Officials, Whittier, Cal. (1976)
- 4.64 Bryan, E.R., "The Stressed Skin Design of Steel Buildings", Conrado Monographs, Crosby Lockwood Staples, London, England (1972)
- 4.65. Easley, J.T., "Buckling Formulas for Corrugated Metal Shear Diaphragms", J. Str. Div., Proc. ASCE, Vol. 101, No ST7 (1975)
- 4.66 Davies, J.M., "Calculation of Steel Diaphragm Behavior", J. Str. Div., Proc. ASCE, Vol. 102, No ST7 (1976)
- 4.67 El-Dakhkhi, "Shear of Light-Gage Partitions in Tall Buildings", J. Str. Div., Proc. ASCE, Vol. 102, No ST7 (1976)
- 4.68 Miller, C.J., "Light Gage Steel Infill Panels in Multistory Steel Frames", Engineering Journal, American Institute of Steel Construction, Vol. 11, No 2 (1974)
- 4.69 American Institute of Steel Construction, "Commentary on rigidly Restrained Welded Connections", Engineering Journal, American Institute of Steel Construction, Vol. 10, No 3 (1973) (See also discussion by U.B. Jones and W.A. Hilek, Eng. J., Vol. 12, No 1 (1975)).

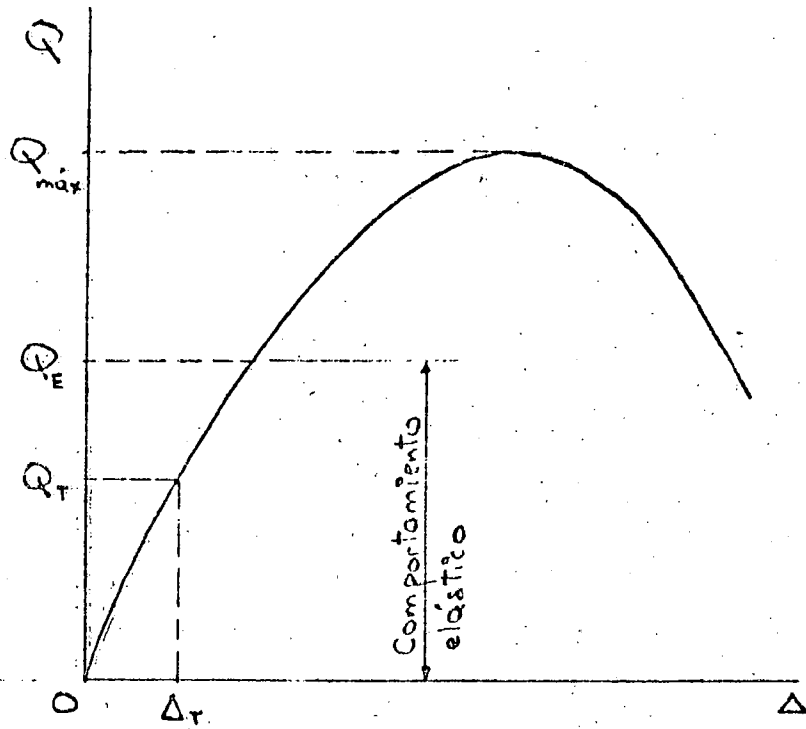


FIG. 4.1 GRÁFICA FUERZA HORIZONTAL-DESPLAZAMIENTO LATERAL (Q-Δ) DE UN ENTREPISO

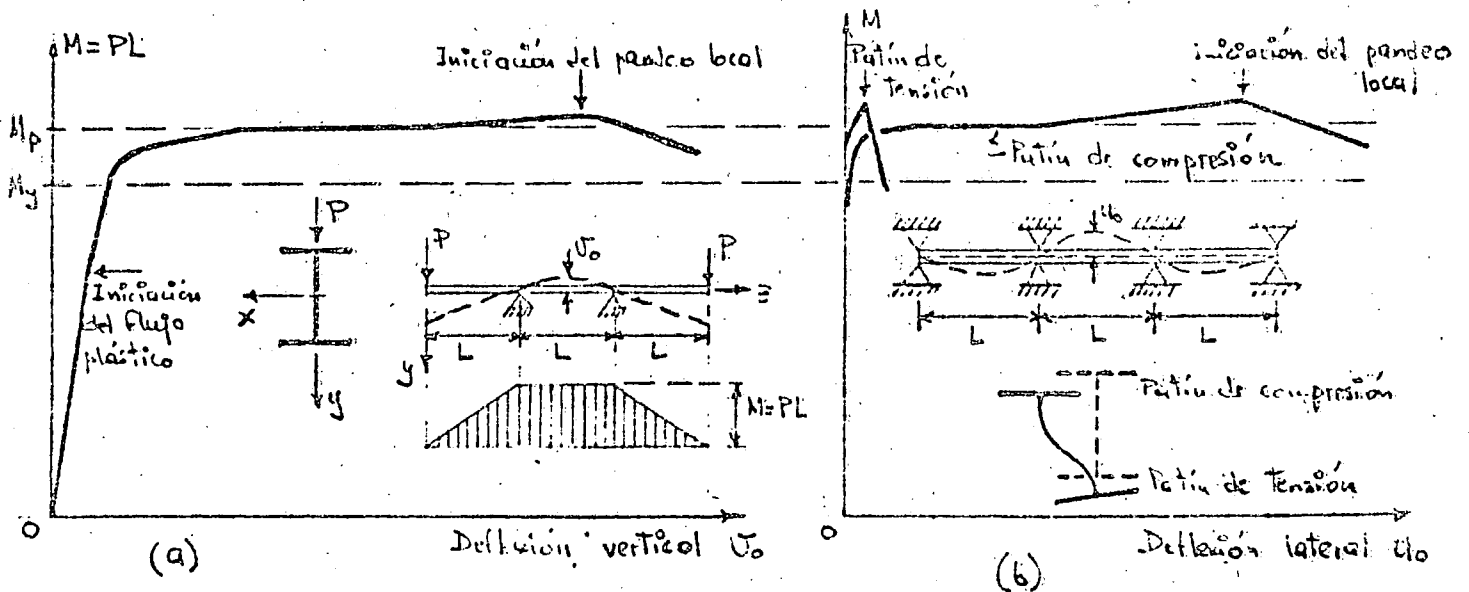
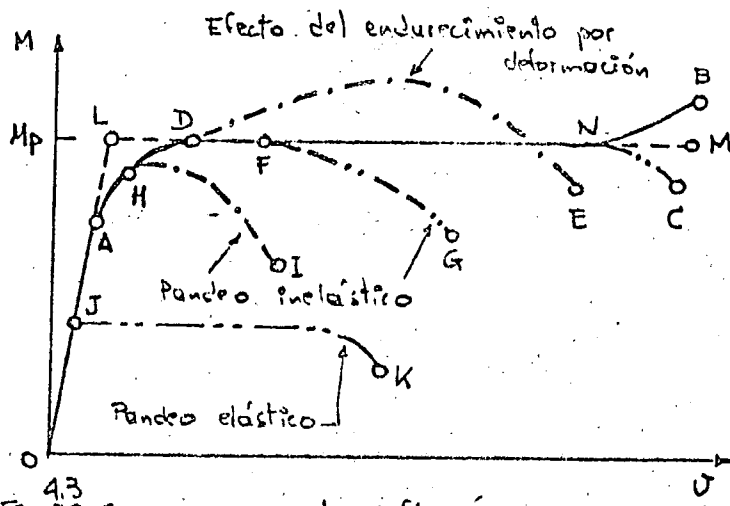
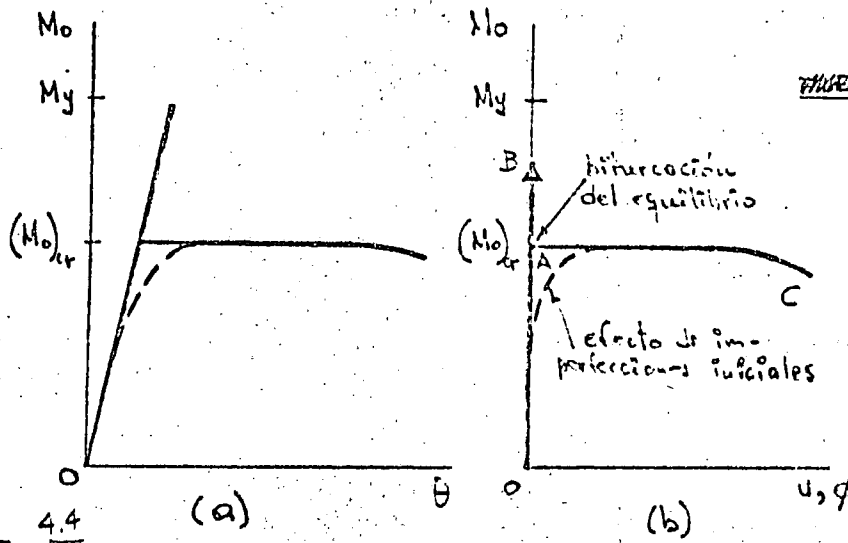


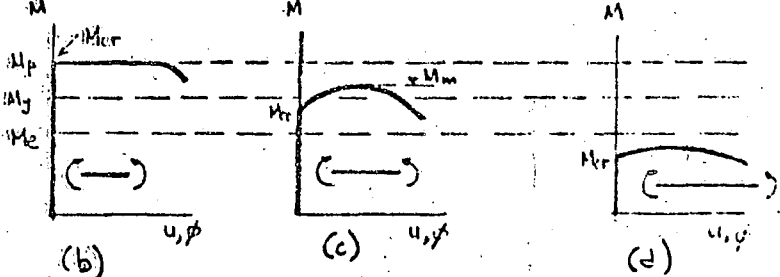
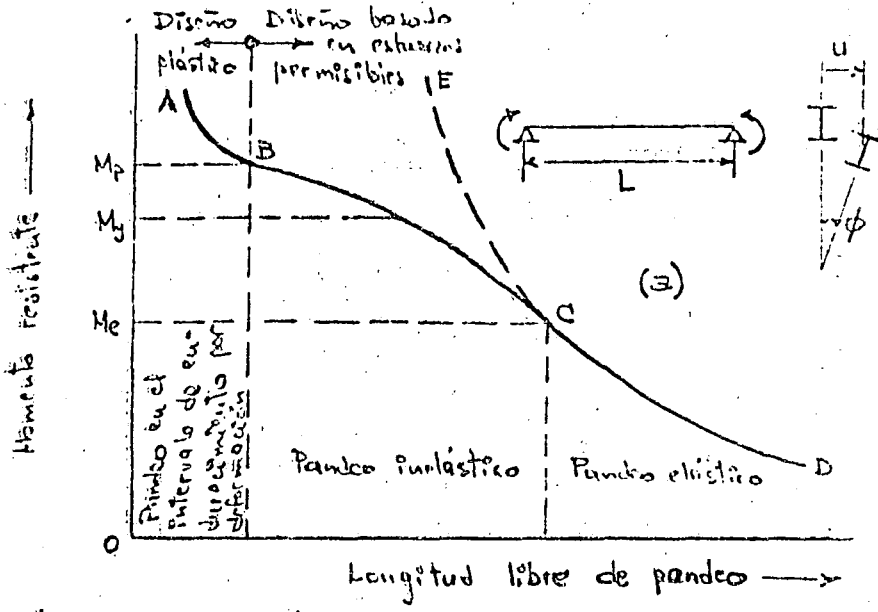
FIG. 4.2 Curvas momento-deflexión de una viga en flexión pura



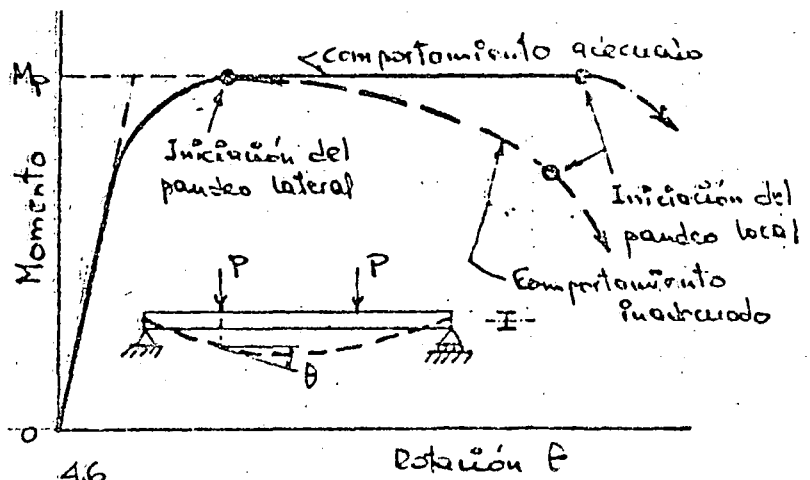
43
 FIG. 43. Curvas momento-deflexión de vigas



44
 FIG. 44. COMPORTAMIENTO DE UNA VIGA EN FLEXIÓN PURA



4.5. COMPORTAMIENTO DE VIGAS DE DIFERENTES LONGITUDES



4.6. CURVAS MOMENTO-ROTACION DE UN TRAMO DE VIGA EN FLEXION PURA

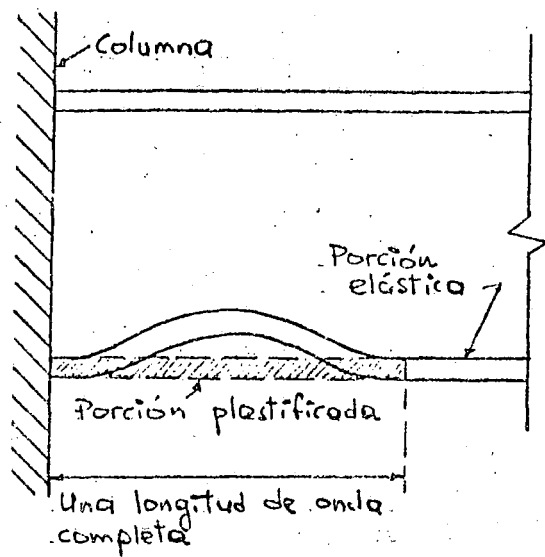
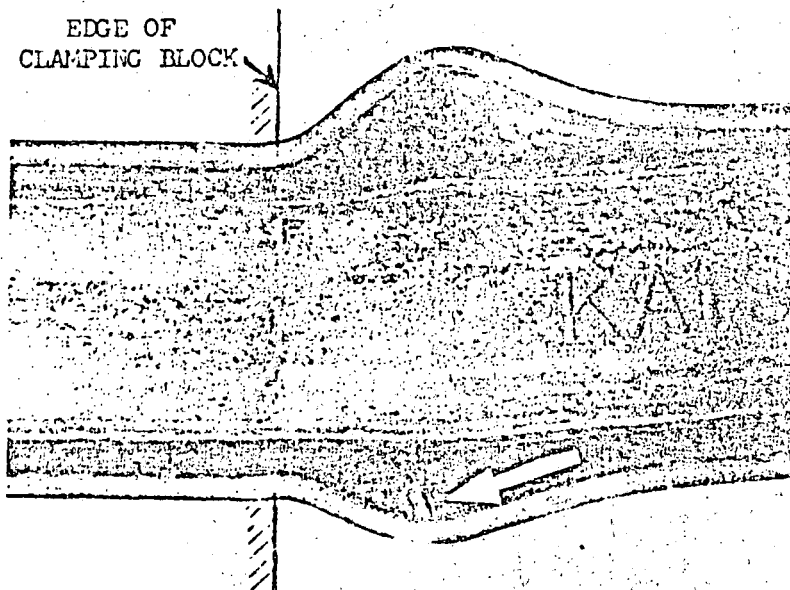


FIG. 4.7. PANDEO LOCAL DEL PATÍN COMPRESO EN EL EXTREMO DE UNA VIGA



4.8
FIG. 4.8 - TYPICAL INITIATION OF FRACTURE

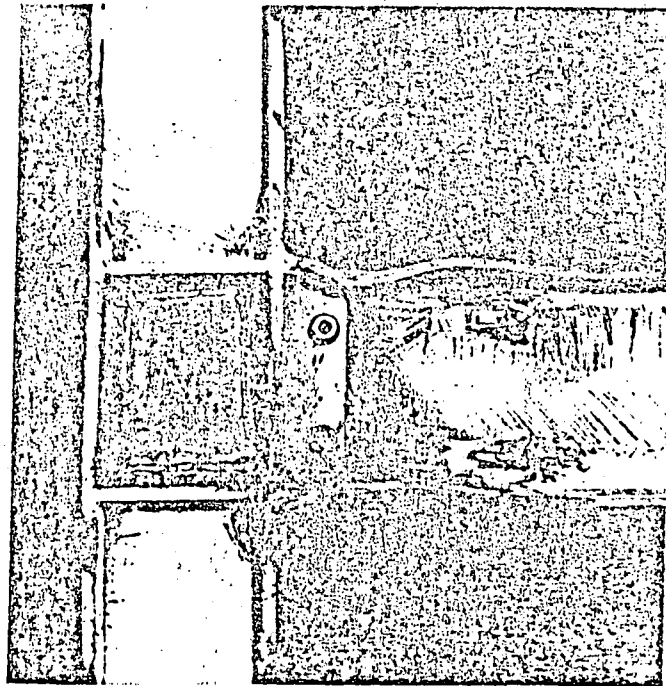


FIG. 4.9 FLANGE BUCKLING IN BEAM ^{4.10}

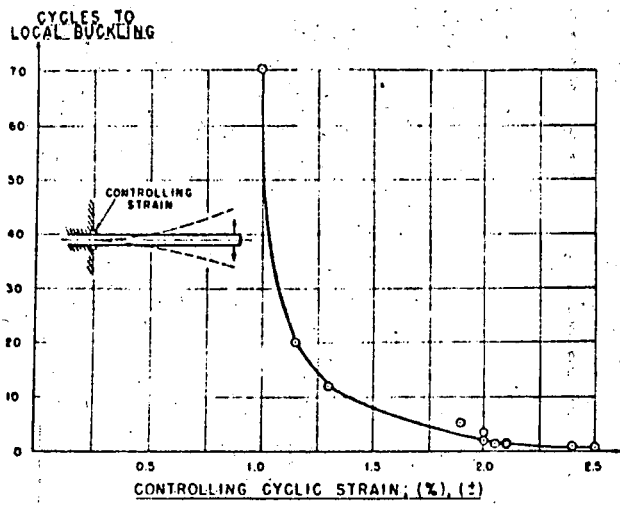
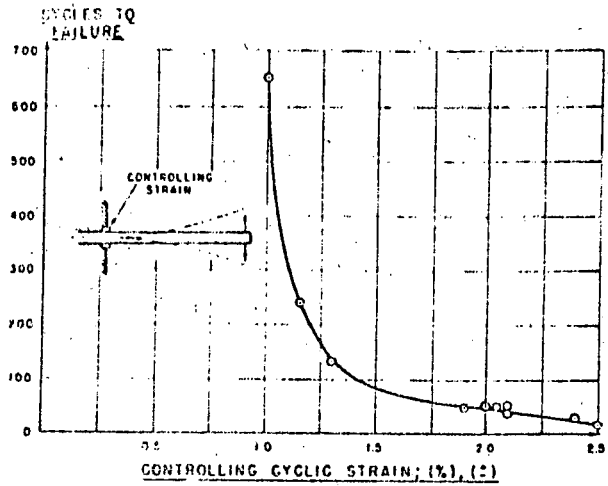


FIG. 4.10. NUMBER OF CYCLES REQUIRED TO ATTAIN FRACTURE OR LOCAL BUCKLING AS A FUNCTION OF THE CONTROLLING CYCLIC STRAIN 48

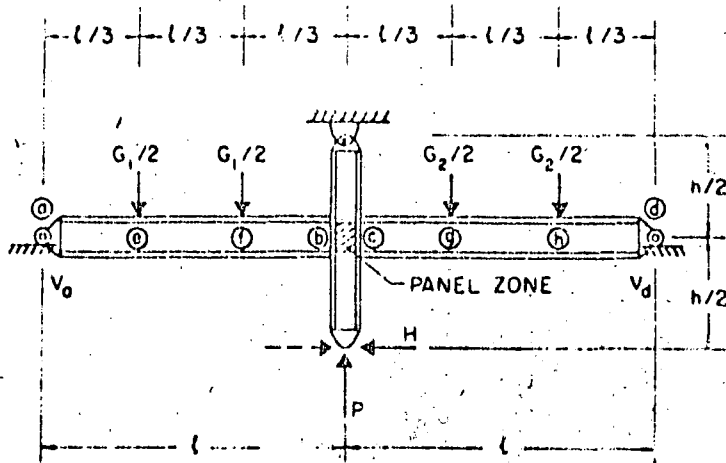


Fig. 4.11

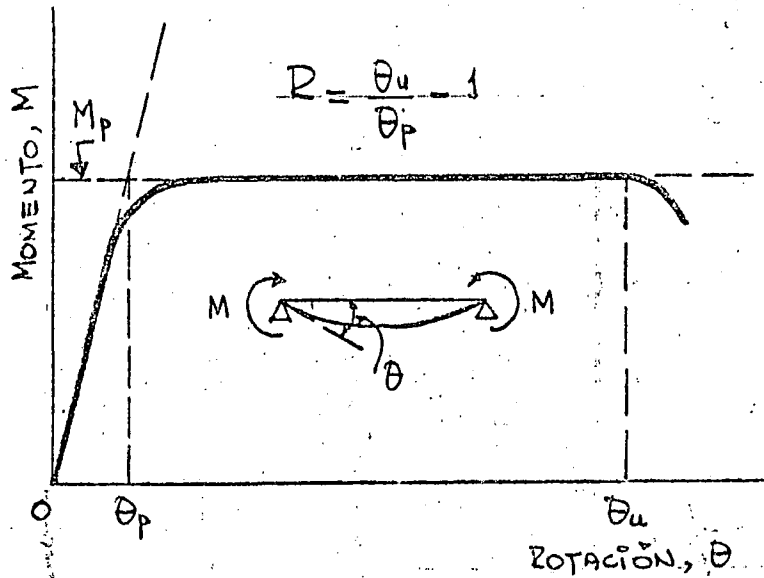
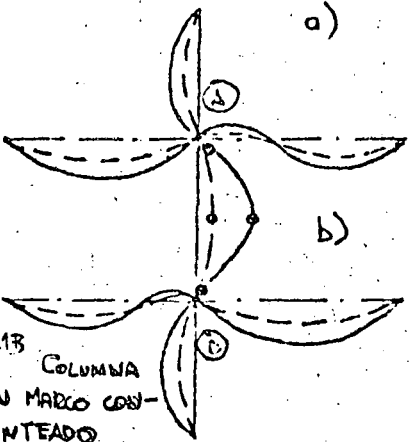
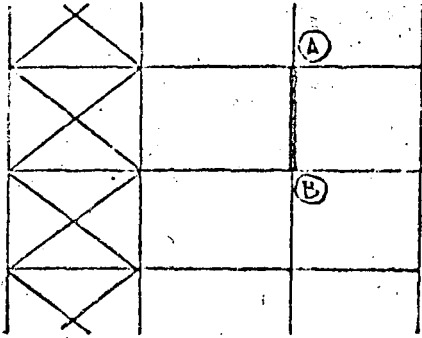
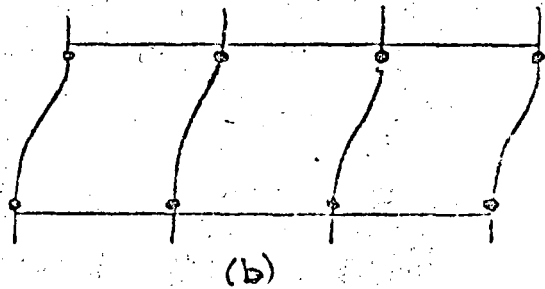
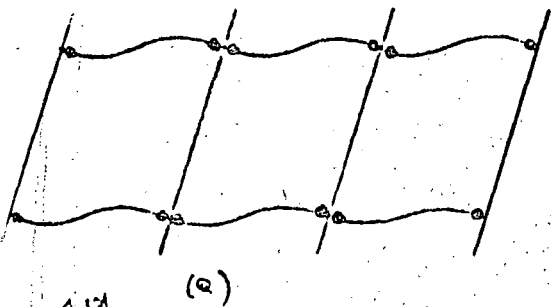


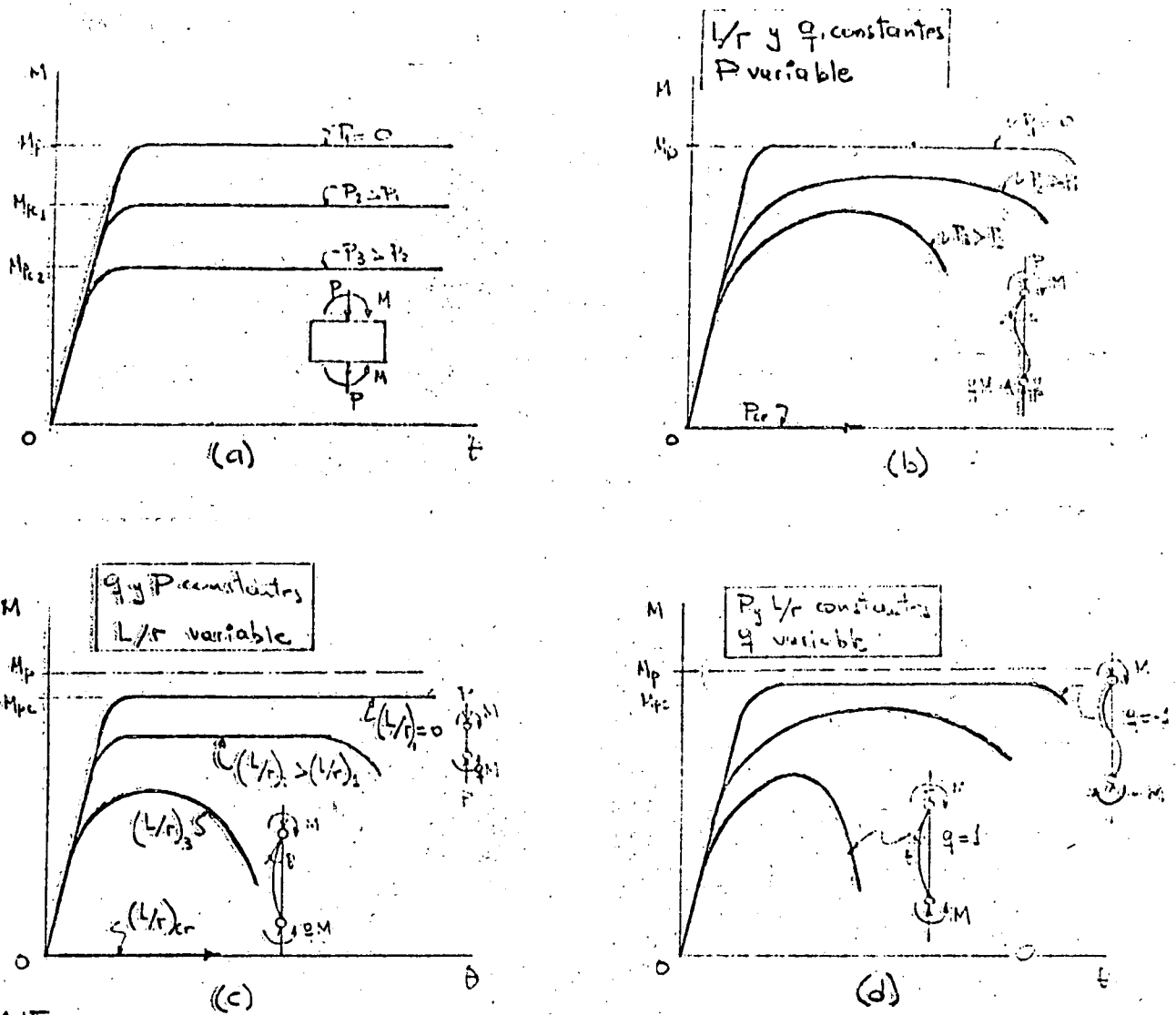
FIG. 4.12 CURVA MOMENTO-ROTACION DE UNA VIGA Y CAPACIDAD DE ROTACION



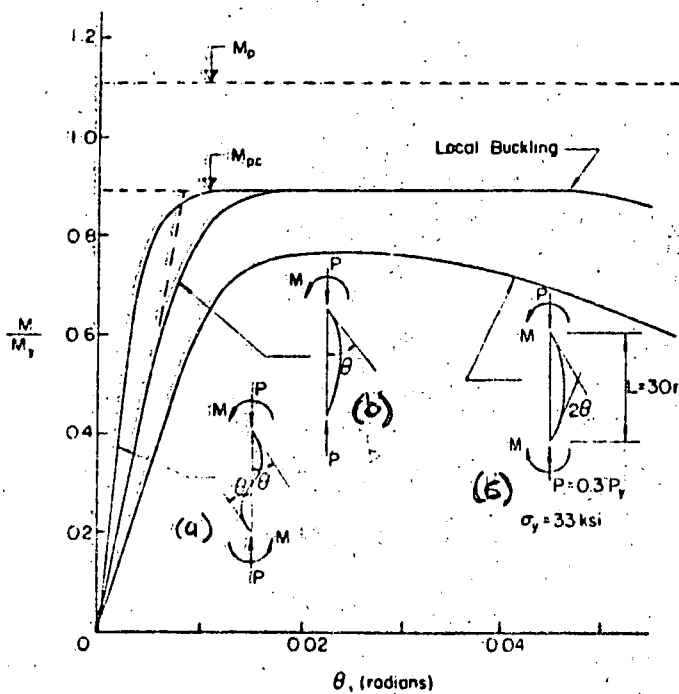
4.13 COLUMNA DE UN MARCO CONTRAVENTADO



4.14 FIG. COLUMNAS DE MARCOS NO CONTRAVENTADOS



4.15
 FIG. 4.15 CURVAS MOMENTO-ROTACION DE COLUMNAS QUE FALLAN POR EXCESO DE FLEXION EN EL PLANO DE LOS MOMENTOS.



4.16
 FIG. 4.16 - TYPICAL BEAM-COLUMN MOMENT ROTATION CURVES 4.21

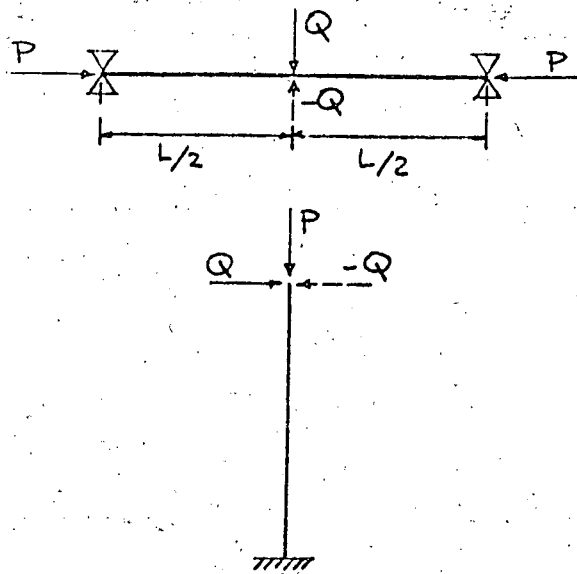
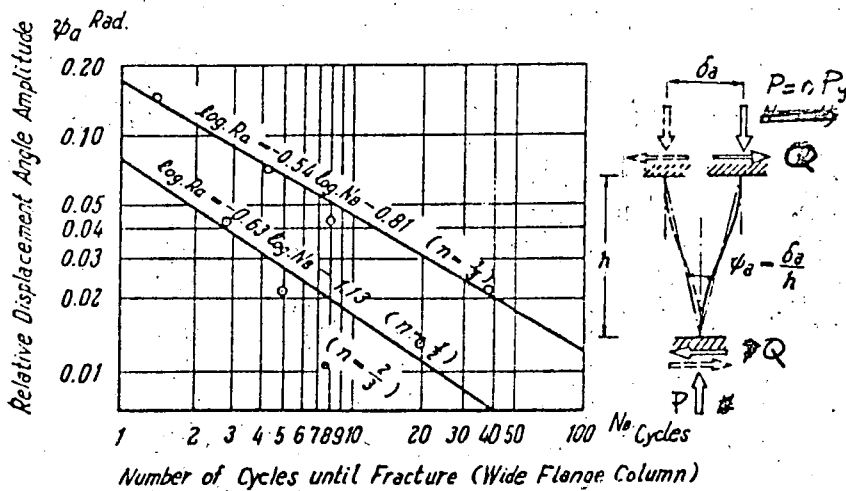


FIG. 4.17 ESPECIMENES UTILIZADOS PARA ESTUDIAR COLUMNAS FLEXOCOMPRESIDAS CARGADAS CICLICAMENTE

FIG. 4.18



4.18

4.31, 4.32

Fig. 4.18 Low Cycle Fracture Limit of Wide Flange Columns

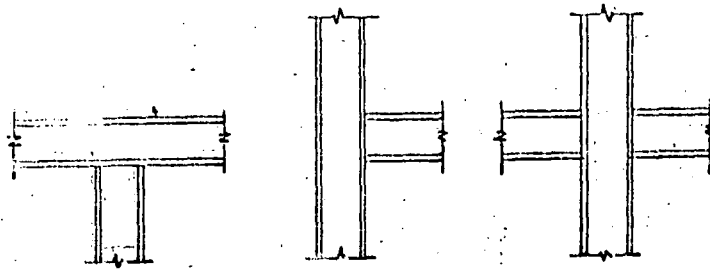


FIG. 4.19 CONEXIONES VIGA-COLUMNA

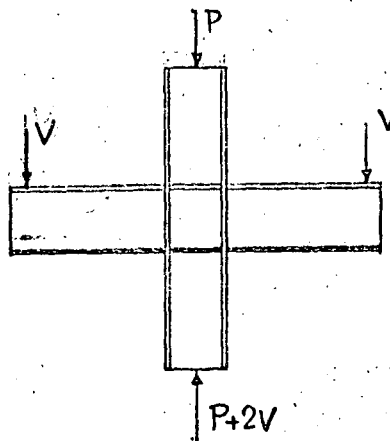


FIG. 4.20 CONDICIÓN DE CARGA DE LOS ESPECÍMENES

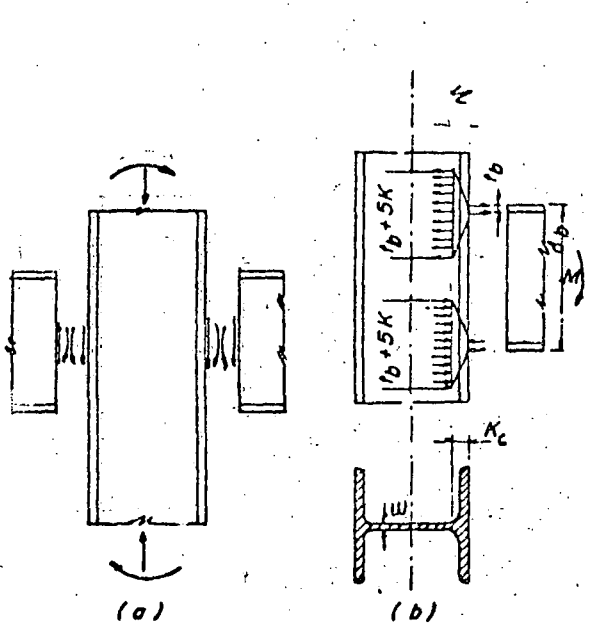


FIGURA 4.21

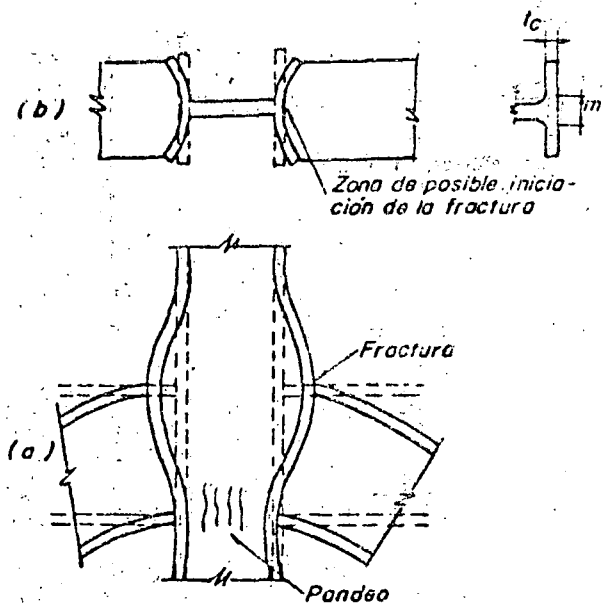


FIGURA 4.22

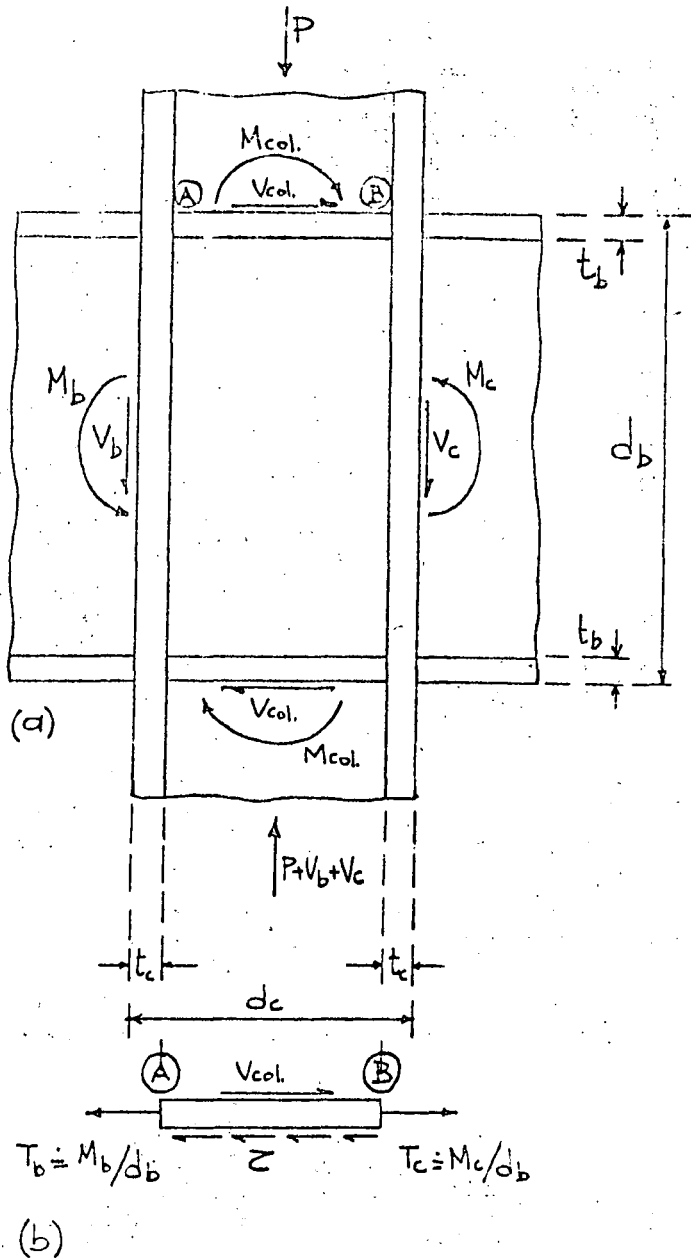
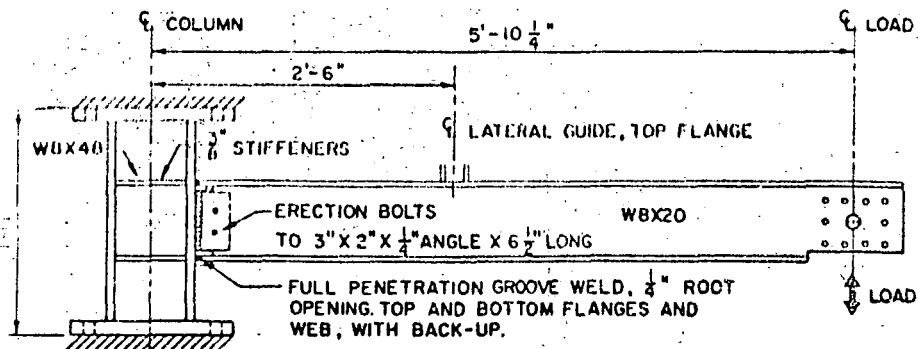


FIG. 4.23 ELEMENTOS MECÁNICOS EN UNA CONEXIÓN VIGA-COLUMNA INTERIOR



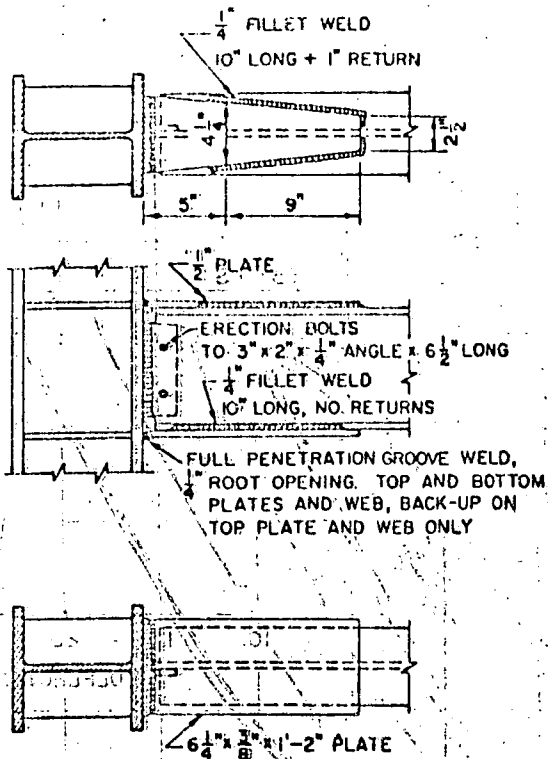


Fig. 2. Connection Type F2.

Fig. 4, 25⁴⁹

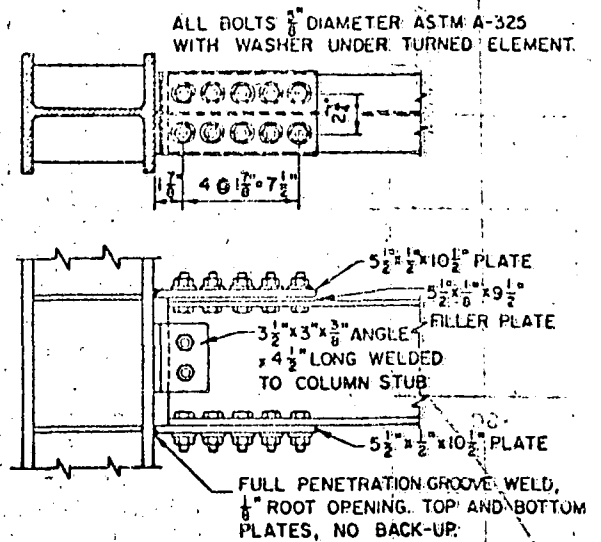


Fig. 3. Connection Type F3.

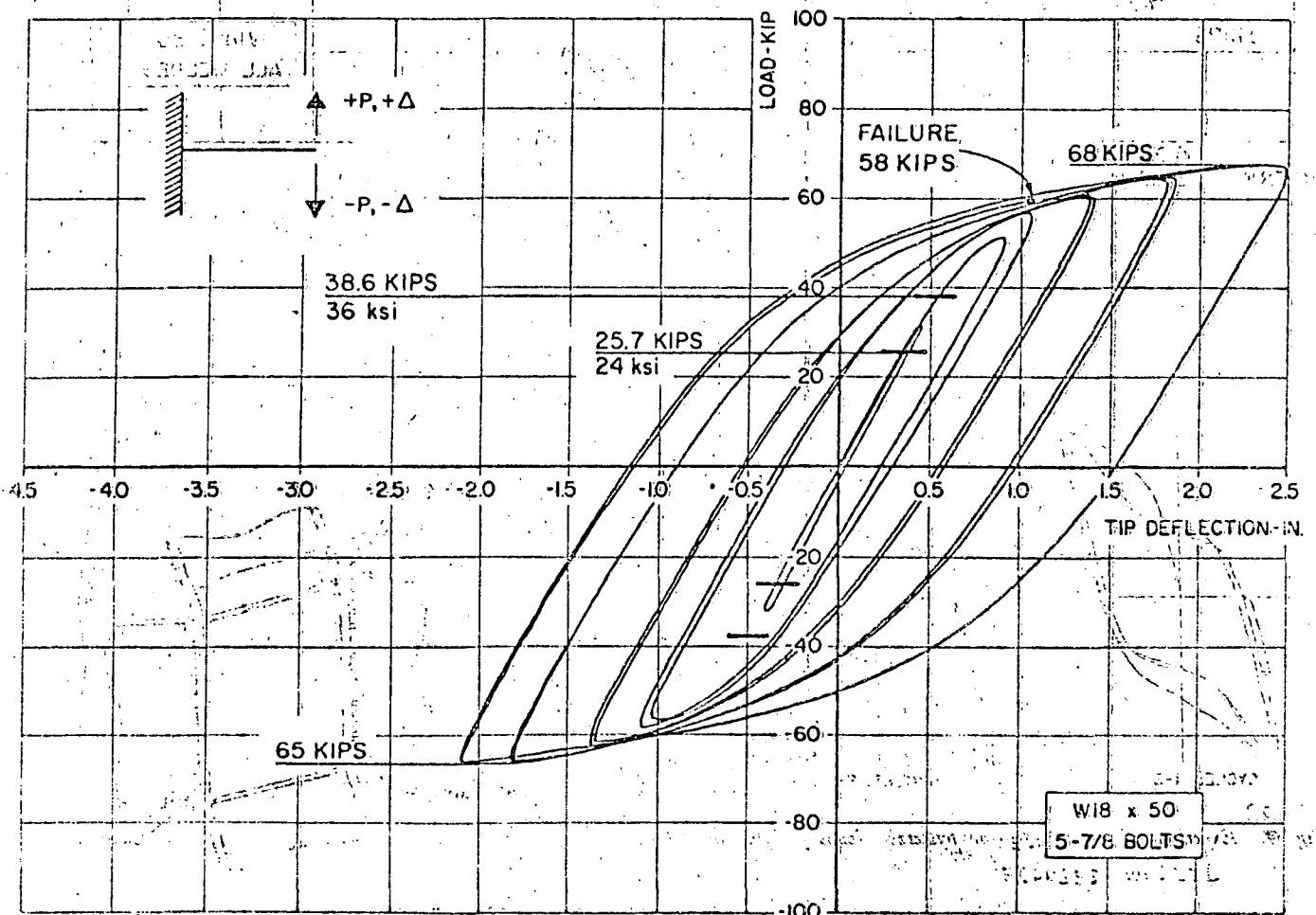


FIGURE 7. Load-deflection hysteresis loops for specimen no. 1

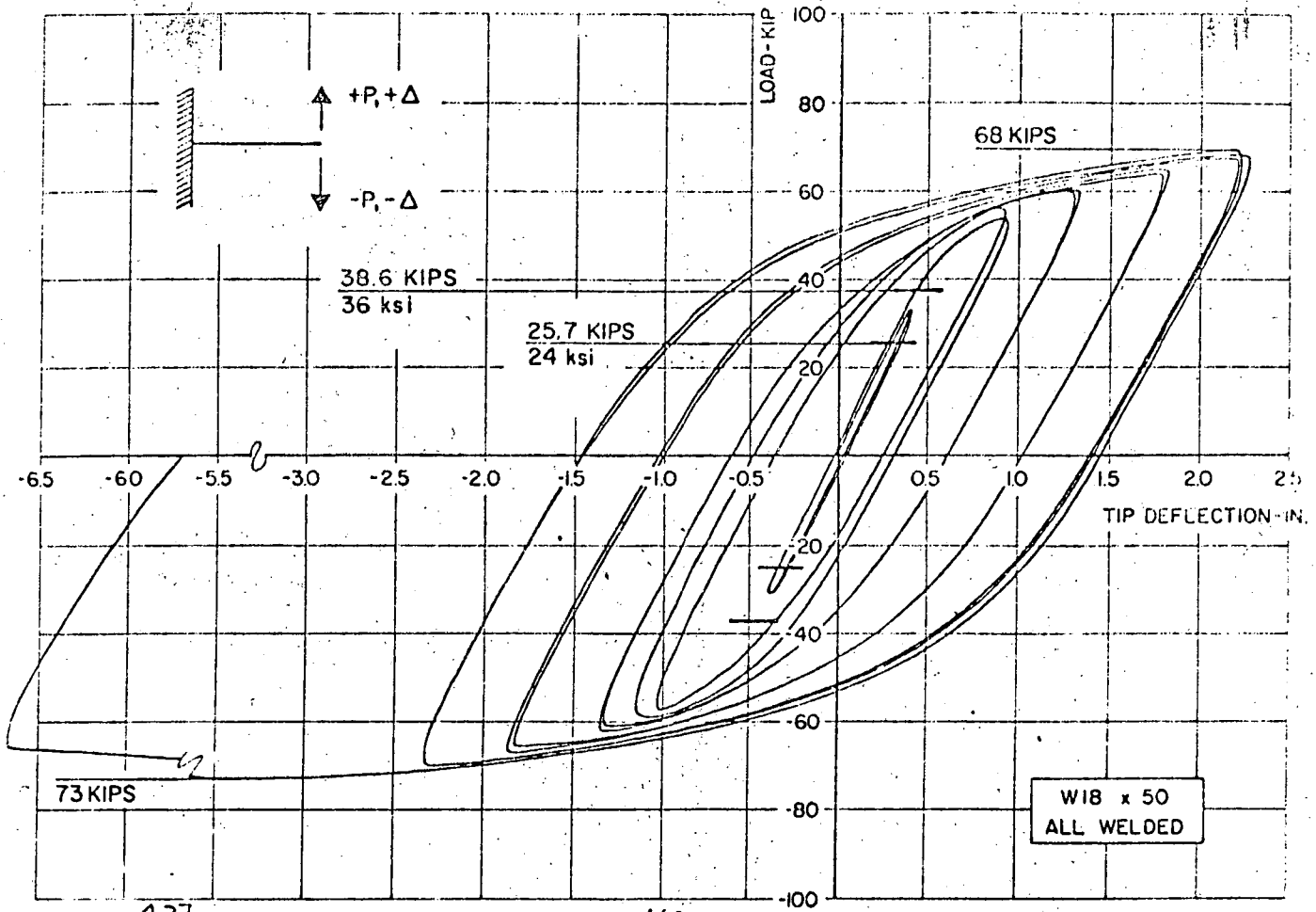
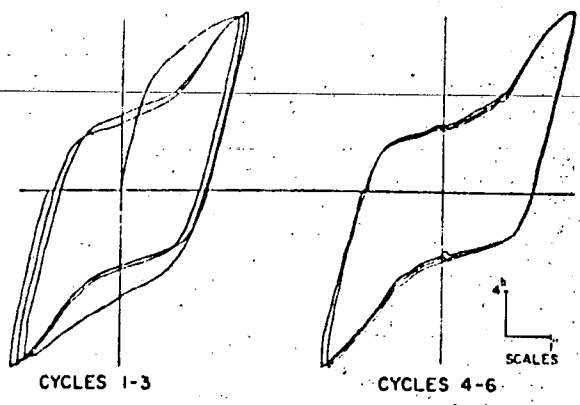


FIGURE 4.27 Load-deflection hysteresis loops for specimen no. 2



4.28 Fig. 9. Experimental Load-Deflection hysteresis loops for Specimen F3-C5. 4.9

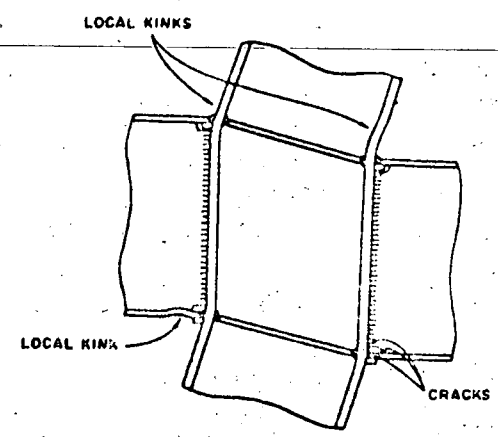
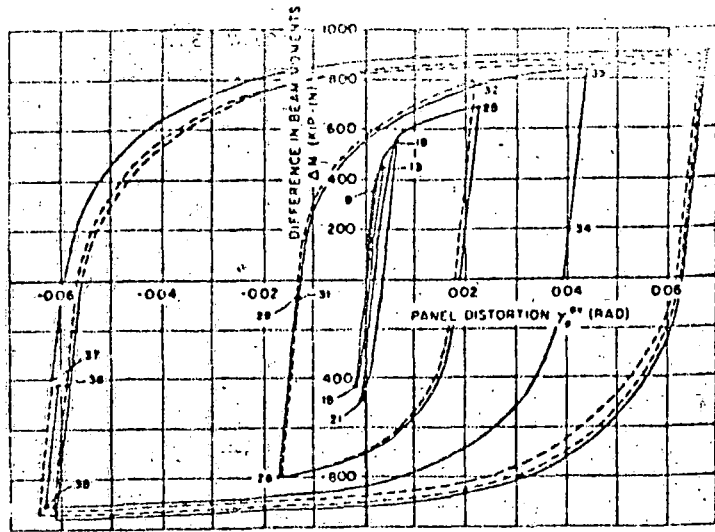
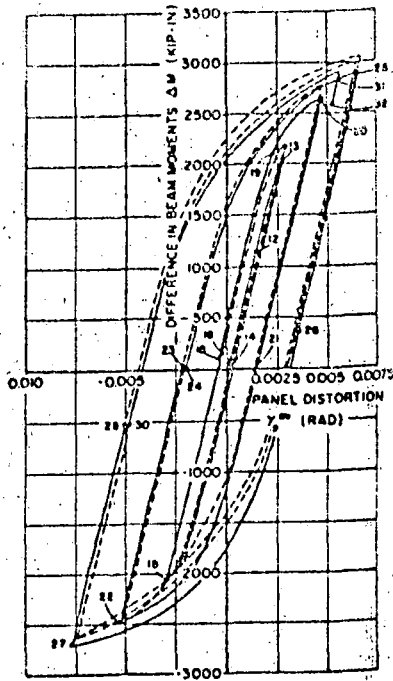


Fig. 4.29 LOCAL EFFECTS CAUSED BY PANEL DISTORTION 4.37



(a) SPECIMEN A-1

FIG. 4.30 4.37



(c) SPECIMEN B-1

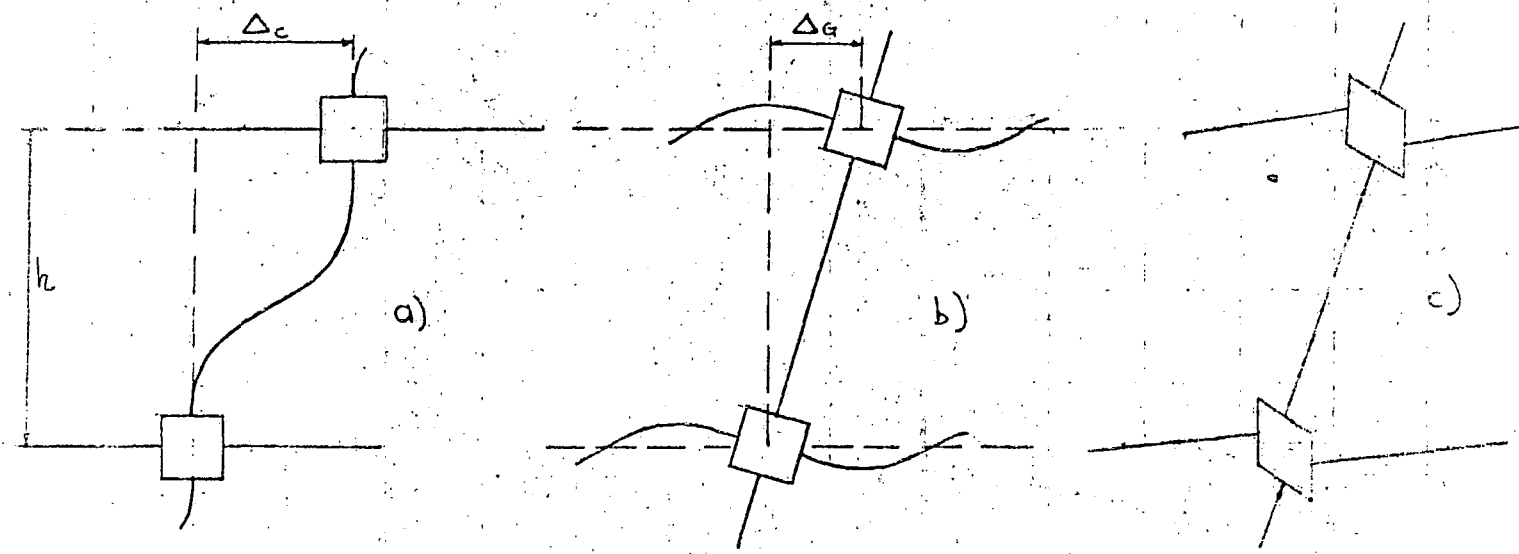
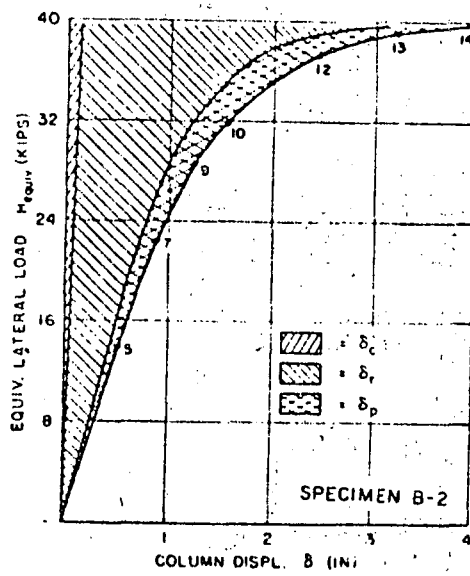
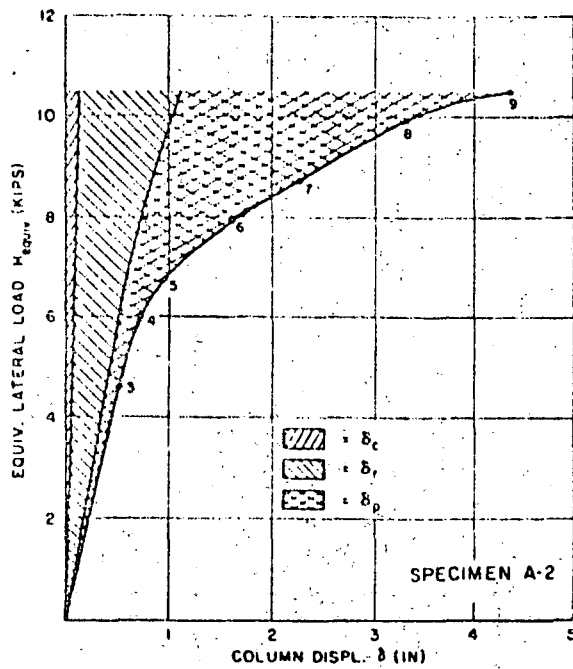


FIG. 4.31 DESPLAZAMIENTOS LATERALES DE ENTREPISO



4.32

FIG. 4.32.—COLUMN DISPLACEMENT COMPONENTS (1 in. = 2.54 cm; 1 kip = 4.448 kN) (ref. 4.32)

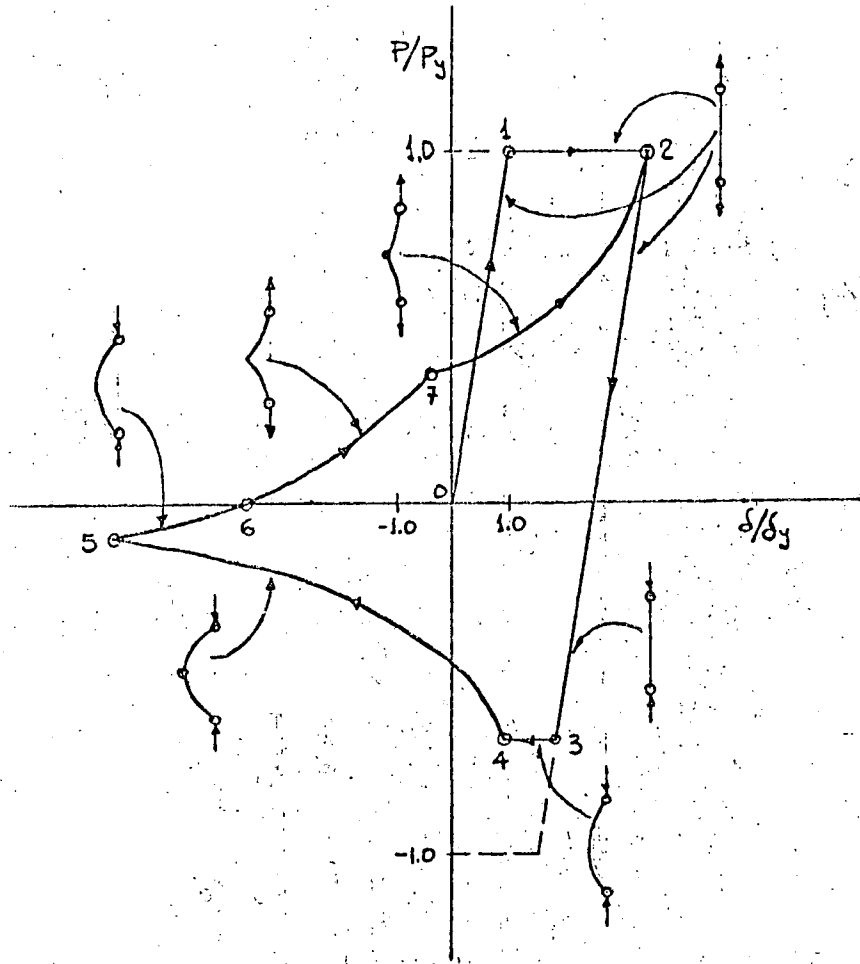
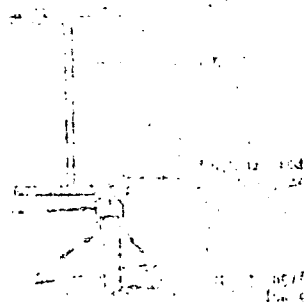


FIG. 4.38. COMPORTAMIENTO DE UNA BARRA EN TENSION-COMPRESION CICLICAS



A. C. HERRERA (1971)

FIG. 4.38

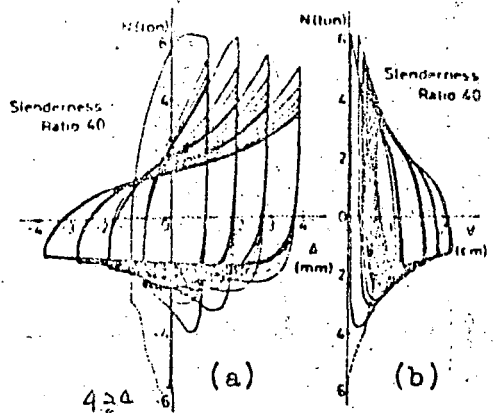


Fig. N- Δ and N-V relations for slenderness ratio 40.

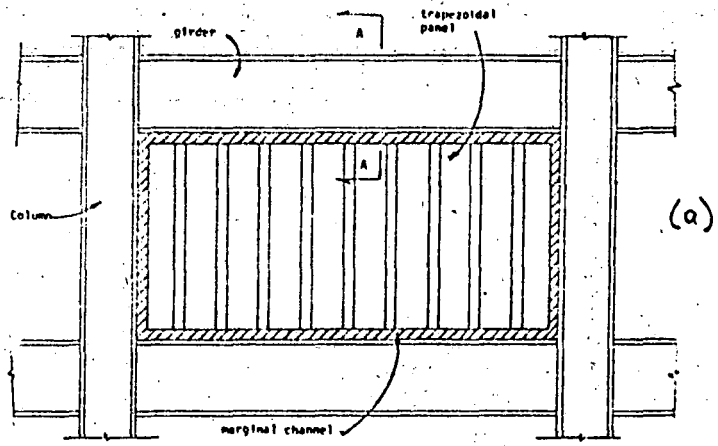
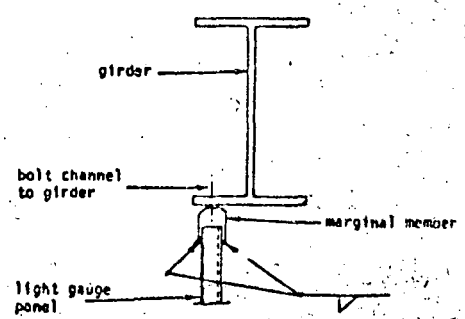
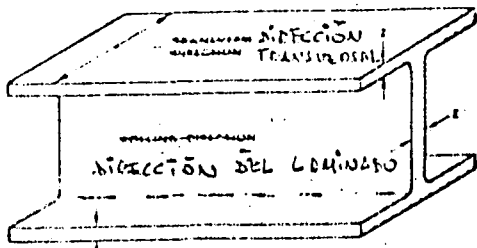


Fig. 4.35 Proposed construction for infilled frames (elevation) 4.69



(a) Section A-A
Fig. 4.35 (b)



2-DIRECCION PERPENDICULAR AL GROSOR

Fig. 4.36 Terminología relacionada con la dirección del laminado

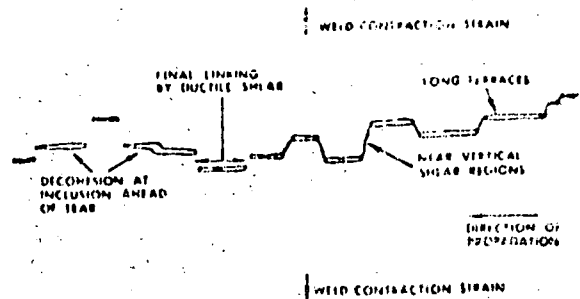
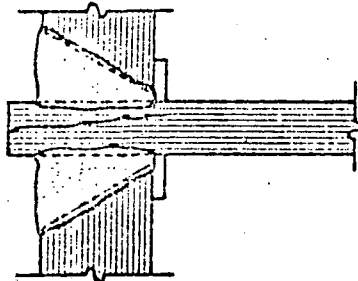
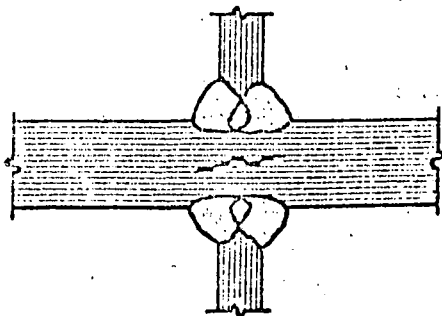


DIAGRAM OF A LAMELLAR TEAR

Fig. 7. Diagram of a partially developed lamellar tear

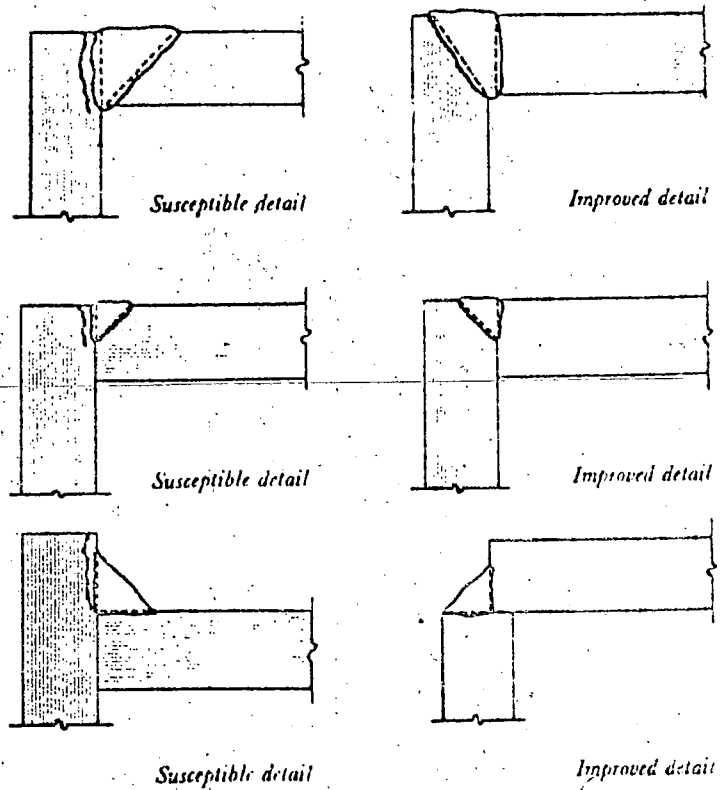
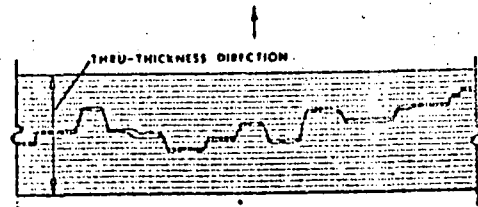


(a)



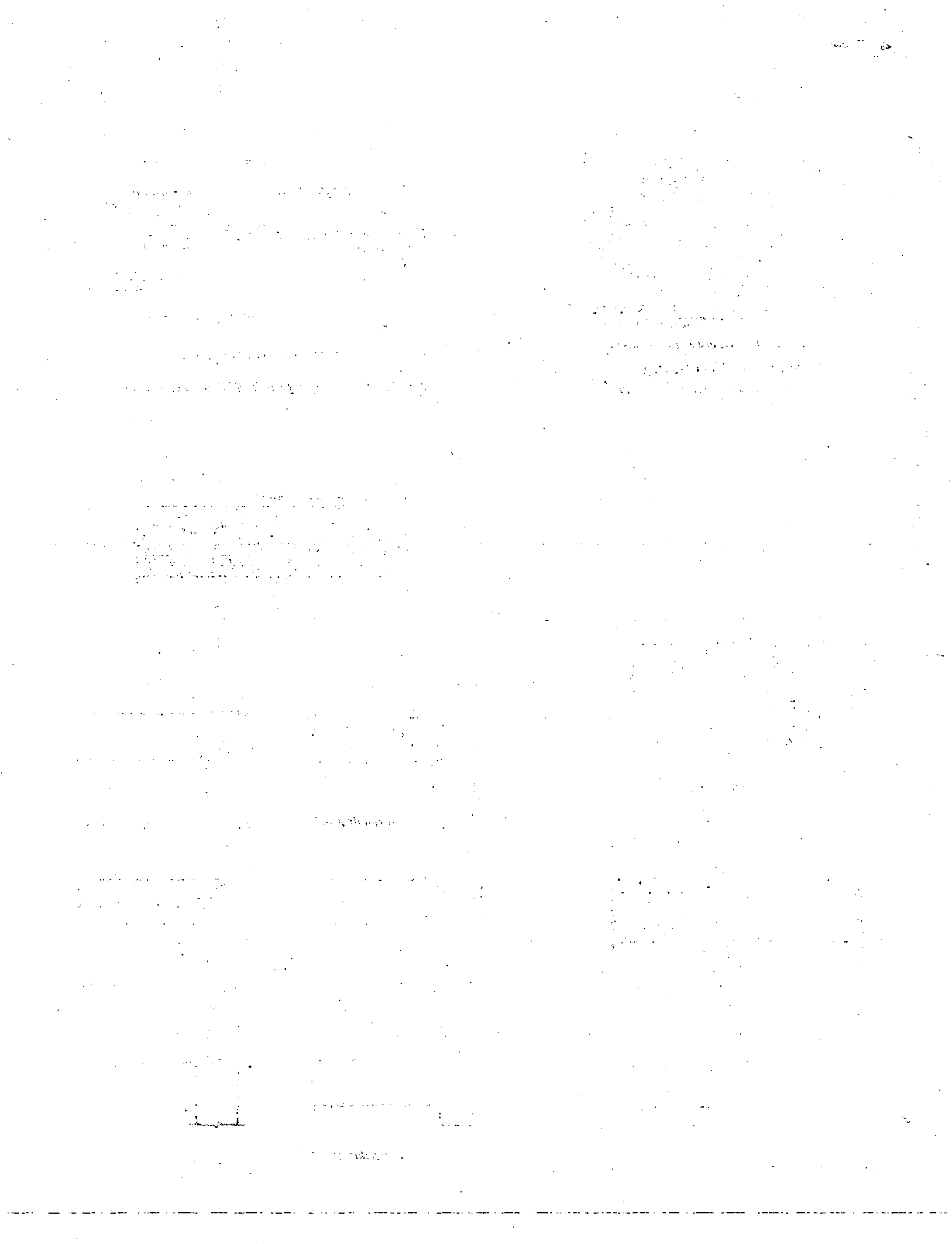
(b)

Fig. 4.37



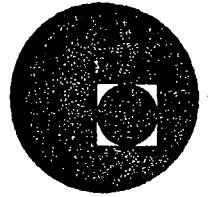
Susceptible detail

Improved detail

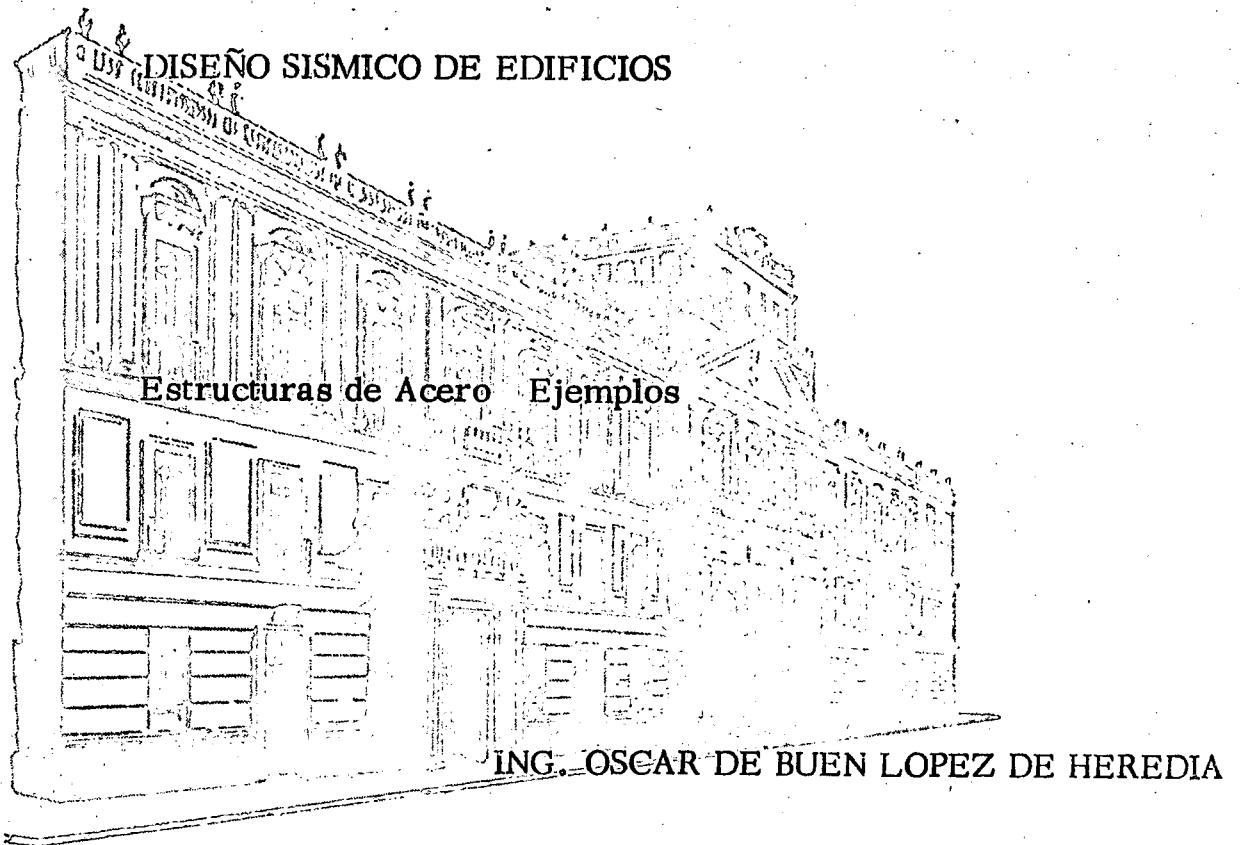




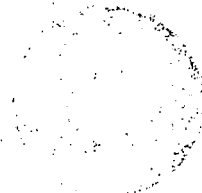
centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



III CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERIA SISMICA



JULIO-AGOSTO, 77.



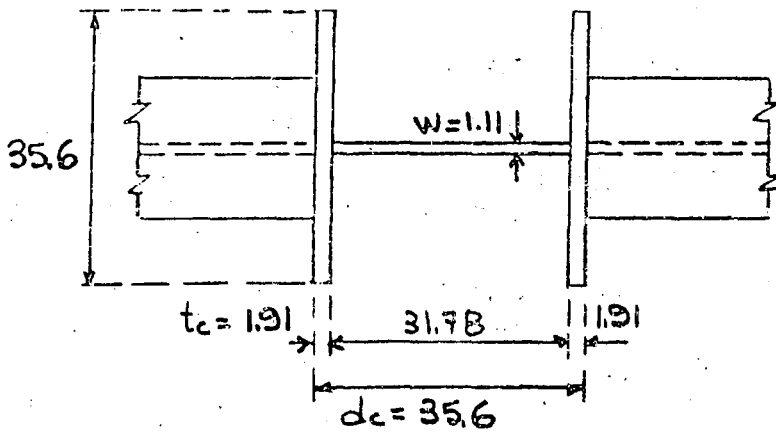
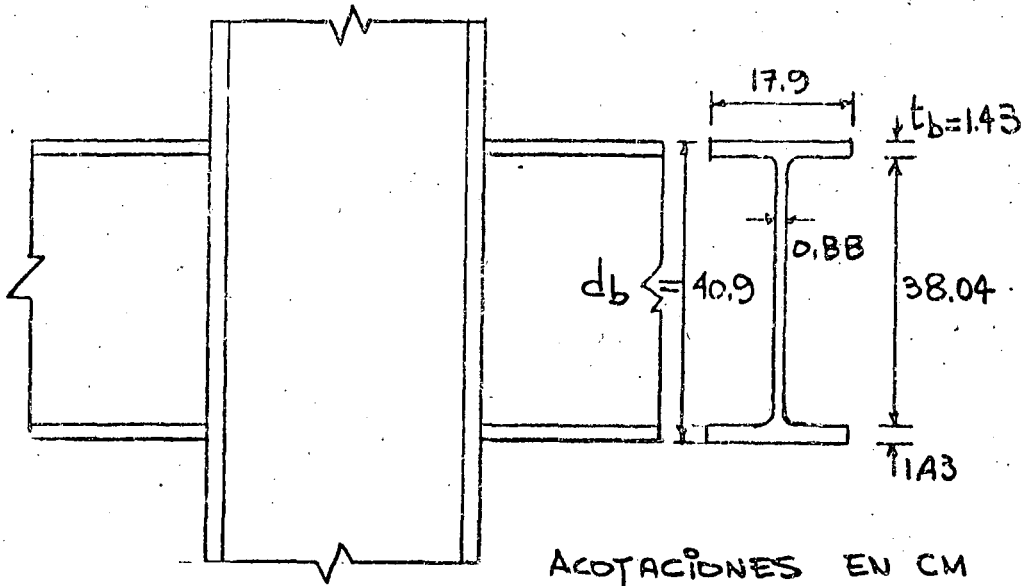
suritnoo noiasoubu eb ontreo
 arooiequa colbuiaa oi niaivib
 maa ulinonai eb lallioai



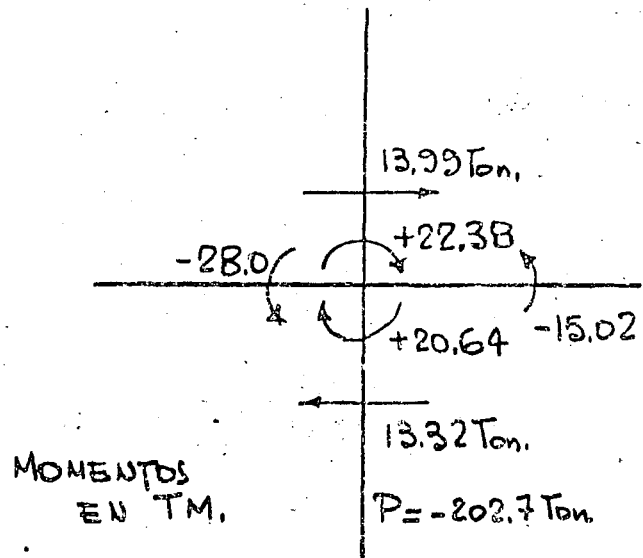
DISEÑO DE UNA CONEXIÓN VIGA-COLUMNA DE UN MARCO RÍGIDO DE EDIFICIO (ACERO A36).

PERFILES. COLUMNA. 1 H 356 MM X 356 MM X 134 KG/M

VIGAS. 1 IPB 16" X 7" X 67.1 KG/M



ELEMENTOS MECÁNICOS POR CARGA VERTICAL + SISMO DE IZQUIERDA A DERECHA :



REVISIÓN DEL GRUESO DEL ALMA DE LA COLUMNA POR CORTANTE

CONVIENE EMPEZAR CON ESTA REVISIÓN, PUES SI HACE FALTA

AUMENTAR EL GRUESO DEL ALMA DE LA COLUMNA CAMBIA EL COMPORTAMIENTO DESDE EL PUNTO DE VISTA DE LOS ATIESADORES HORIZONTALES.

$$\text{Ec. 16. } W_{nec} = \frac{\sqrt{3}}{\sigma_y d_c} \left(\frac{M_b + M_c}{d_b} - V_{col} \right) =$$
$$= \frac{\sqrt{3}}{2530 \times 35.6} \left(\frac{2238000 + 2064000}{40.9} - 13990 \right) = 1.75 \text{ cm} > 1.11$$

$$\text{Ec. 17. } W_{nec} = \frac{\sqrt{3}}{\sigma_y} \frac{\Delta M}{0.95 d_b \times 0.95 d_c} = 2.24 \text{ cm} = 1.28 \times 1.75$$

LA EC. 17 INDICA QUE SE REQUIERE UN ALMA 28% MÁS GRUESA QUE LA CALCULADA CON LA EC. 16.

$$\text{Ec. 18. } \sigma_{av} = \frac{(\Delta M / d_b)(1 - \rho)}{(d_c - t_c)W + 62.4 I_{cf} / d_b^2}$$

$$(M_p)_V = Z_x \sigma_y = 1343.7 \times 2530 = 3396000 \text{ Kg.cm}$$

$$\rho = \frac{V_{col} \cdot d_b}{\Delta M} = \frac{22380 \times 40.9}{3396000 \times 2} = 0.135 ; I_{cf} = \frac{b_c t_c^3}{12} = \frac{35.6 \times 1.91^3}{12} = 20.7 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_{av} = \frac{(6799200 / 40.9)(1 - 0.135)}{(35.6 - 1.91)1.11 + 62.4 \times 20.7 / 40.9^2} = \frac{143797}{37.396 + 0.772} = 3767 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Ec. 19. } \bar{\sigma}_y = \frac{\sigma_y}{\sqrt{3}} \sqrt{1 - \left(\frac{P}{P_y} \right)^2} ; P_y = A \sigma_y = 171.27 \times 2.53 = 433.31 \text{ TON}$$

$$\bar{\sigma}_y = \frac{2530}{\sqrt{3}} \sqrt{1 - \left(\frac{202.7}{433.31} \right)^2} = 1291 \text{ Kg/cm}^2 < 3767$$

DE ACUERDO CON LAS ECS. 18 Y 19 EL ALMA NECESITA

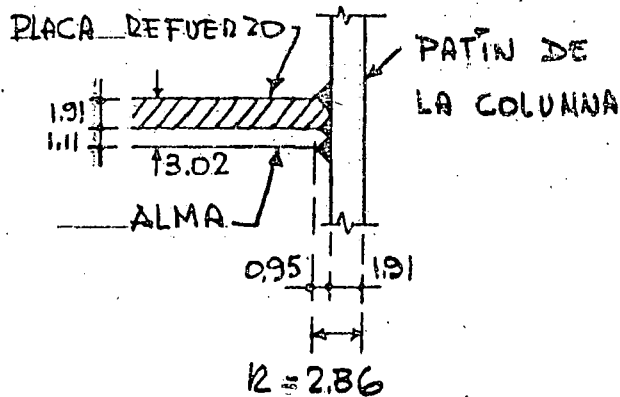
REFUERZO.

DESPRECIANDO LA RESISTENCIA A LA FLEXIÓN DE LOS PATINES DE LA COLUMNA, EL GRUESO DE LA PLACA DE REFUERZO SE CALCULA CON LA EXPRESIÓN

$$t_p = \frac{C_{AV} - \bar{C}_y}{\bar{C}_y} W = \frac{3767 - 129}{129} \times 1.11 = 1.92 \text{ cm}$$

SE COLOCARÁ UNA PLACA ADOSADA AL ALMA DE 1.905 cm (3/4")
(GRUESO TOTAL = 1.905 + 1.11 = 3.02 cm).

EN GENERAL, DEBE REVISARSE QUE LA PLACA ADOSADA NO FALLE POR PANDEO POR CORTANTE.



EN LA ZONA DE LA PLACA DE REFUERZO CONVIENE UTILIZAR SOLDADURAS DE PENETRACIÓN COMPLETA EN ELLA Y EN EL ALMA, PARA DESARROLLAR SU RESISTENCIA ÍNTEGRA, Y REFORZARLA CON

CORDONES PARA AUMENTAR LA DISTANCIA k .

ATIESADORES HORIZONTALES

1. FRENTE AL PATÍN COMPRESIDO

$$\text{Ec. 13. } W_{nec} = \frac{A_f}{t_b + 5k_c} = \frac{17.9 \times 1.43}{1.43 + 5 \times 2.86} = 1.63 \text{ cm} < 3.02$$

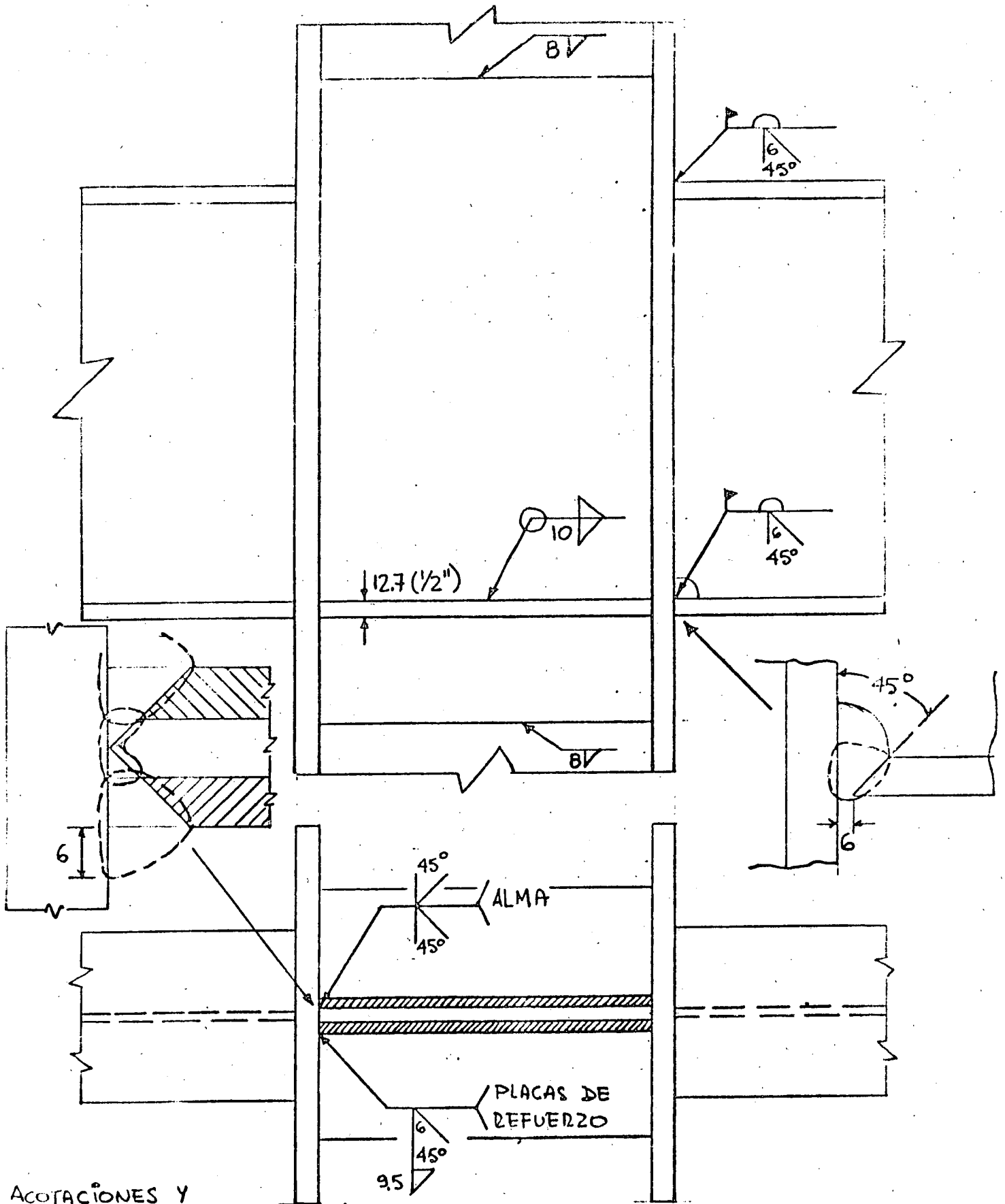
$$\text{Ec. 14. } W \geq d_c \sqrt{V_y / 1509} = 35.6 \sqrt{2530 / 1509} = 1.19 \text{ cm} < 3.02$$

NO SE NECESITAN ATIESADORES

2. FRENTE AL PATÍN EN TENSIÓN.

$$\text{Ec. 15. } t_c = 0.4 \sqrt{A_f} = 0.4 \sqrt{17.9 \times 1.43} = 2.02 \text{ cm} > 1.91$$

SE NECESITAN ATIESADORES. SE COLOCARÁN DE UN TAMAÑO MÍNIMO, PARA EVITAR LA FLEXIÓN DE LOS PATINES DE LA COLUMNA.

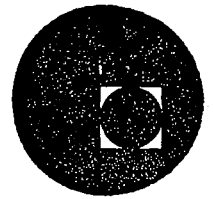


ACOTACIONES Y
TAMAÑOS DE
SOLDADURA EN
MM.

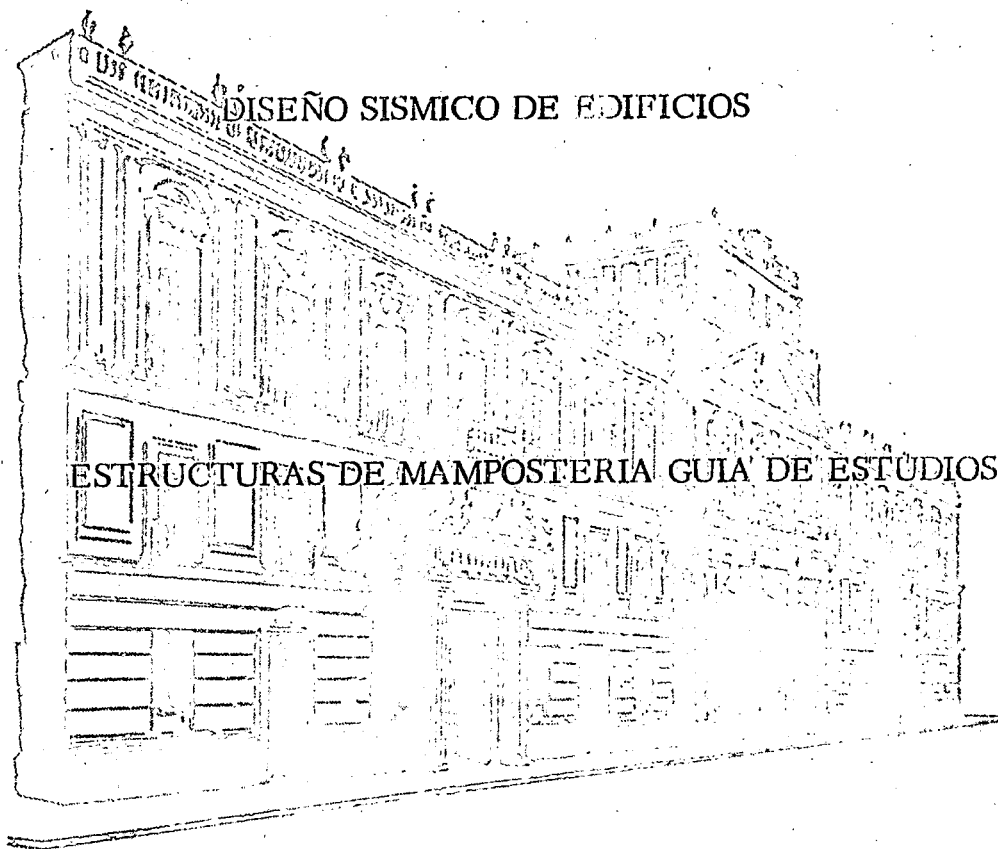
DOS PLACAS DE REFUERZO DE 9.5 MM (3/8") C/U



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



III CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERIA SISMICA



DR. ROBERTO MELI PIRALLA

JULIO-AGOSTO, 1977.



Bureau of Education for the
 Blind, Washington, D. C.
 Division of Technical Assistance
 and Training



DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOS

TEMA: ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERIA

GUIA DE ESTUDIOS

R. Meli

1. INTRODUCCION (ver ref 1)

1.1 Comportamiento sísmico observado

Los daños causados por sismos intensos en construcciones de mampostería han sido con frecuencia muy severos y es común que el desempeño de estas construcciones se compare desfavorablemente con el de estructuras de acero y de concreto.

Hay que tomar en cuenta, sin embargo, que la mayoría de las fallas catastróficas han sido de construcciones de mampostería sin refuerzo que, además, casi siempre adolecían de defectos obvios de estructura, lo cual refleja el hecho de que usualmente estas construcciones escapan de un diseño cuidadoso como el que es común para estructuras de concreto y acero. Además, si bien es cierto que las estructuras de mampostería, por ser muy rígidas y generalmente frágiles, son particularmente sensibles a los sismos, especialmente cuando estos tienen

epifocos cercanos y superficiales, también se ha comprobado que, con un refuerzo y confinamiento adecuados, puede hacerse que tales estructuras sean capaces de soportar deformaciones apreciables, aunque ello implique cierto agrietamiento de los muros.

Por otra parte los sistemas constructivos a base de muros de carga de mampostería representan, en la mayoría de los casos, la solución más conveniente para construcciones de vivienda económica unifamiliar o multifamiliar, y en general para construcciones de baja o mediana altura en las que se requiera una subdivisión del área total en espacios pequeños.

1.2 Sistemas estructurales a base de muros

Los muros de mampostería se emplean en distintas formas estructurales en las que difieren las solicitaciones que los afectan y el tipo de refuerzo; la identificación de los distintos tipos es importante para comprender su comportamiento estructural.

En construcciones cuya estructura principal está constituida por marcos de concreto o acero, es frecuente que existan muros de mampostería, generalmente confinados en todo su perímetro por los elementos de un marco. Ante cargas laterales, marco y muro actúan como una sola unidad estructural en la cual el muro proporciona la rigidez al actuar como diafragma, mientras que el marco tiene la función de resistir las cargas verticales y la flexión general, así como la de confinar el

muro.

En algunos casos el muro puede no tener columnas en sus extremos y estar confinado únicamente por los elementos horizontales del sistema de piso superior e inferior (por ejemplo en cubos de escaleras).

En otros tipos de estructuras los muros constituyen el único elemento vertical resistente y por lo tanto deben soportar el efecto de cargas verticales y laterales. El efecto de las cargas laterales puede visualizarse como la superposición de la flexión general de cada muro, considerado como un solo elemento a lo alto de todos los pisos, más el efecto de las restricciones al desplazamiento y las rotaciones que en él induce el sistema de piso en cada nivel; el resultado son fuerzas cortantes, momentos flexionantes y fuerzas normales de tensión o compresión variables en cada nivel.

En zonas sísmicas es usual, especialmente en México, que los muros de carga estén confinados por elementos de concreto verticales (castillos) y horizontales (dadas) de espesor igual al del muro, con el fin de proporcionar a este un confinamiento que mejore su ductilidad y le permita soportar repeticiones de cargas sin deteriorarse excesivamente.

Para muros de piezas huecas se provee generalmente cierto refuerzo vertical y horizontal en el interior de los huecos con el fin de incrementar la resistencia a esfuerzos de tensión, verticales o diagonales,

y en parte mejorar también la ductilidad del comportamiento. Este re fuerzo interior puede ser adicional al refuerzo exterior a base de cas- tillos y dalas.

2. PROPIEDADES DE PIEZAS Y MORTEROS

Las piezas que se usan para mampostería varían en cuanto al material de que están hechas (barro, concreto, etc), en cuanto a la forma (naci zas, huecas) y en cuanto a diversas propiedades.

El índice de calidad más empleado para las piezas es su resistencia a compresión; sin embargo otras propiedades tienen gran importancia en el comportamiento de la mampostería: la adherencia con el mortero, la absorción, la estabilidad volumétrica, etc.

Las propiedades de las piezas tienen gran variabilidad. La tabla 1 muestra los resultados de un muestreo realizado en el Distrito Fede- ral. Se aprecia como para materiales de producción artesanal la dis persión es altísima mientras que esta es más reducida en piezas pro- ducidas industrialmente. (ver ref 2)

La calidad de los morteros también se mide a través de su resisten- cia en compresión, aunque probablemente sean más importantes para su comportamiento estructural, la adherencia con la pieza, el módulo de elasticidad y la manejabilidad. La tabla 2 muestra resultados de resis- tencias de morteros con distintos proporcionamientos. La tabla 3 con

se aprecia que el comportamiento es aproximadamente lineal y frágil. Se define un módulo de elasticidad que puede predecirse aproximadamente con las expresiones

$$E = 600 f_m, \text{ para piezas de concreto}$$

$$E = 400 f_m, \text{ para piezas de barro}$$

La resistencia a fuerzas cortantes está regida por la falla a través de grietas inclinadas debidas a tensiones diagonales. Estas grietas se forman generalmente a lo largo de las juntas, propiciadas por la debilidad de la unión entre piezas y mortero; solo con piezas de baja resistencia y buena adherencia con el mortero, las grietas atraviesan indistintamente piezas y mortero.

La resistencia a este efecto se puede determinar por medio de ensayos de muros sujetos a cargas laterales o por ensayos de muretes a compresión diagonal. Resultados de ensayos de este último tipo han dado lugar a los valores mostrados en la tabla 4 para el esfuerzo cortante resistente. Se aprecia como las resistencias mayores se obtienen para las piezas con mejor adherencia con el mortero. De estos mismos ensayos se determina el módulo de rigidez al cortante el cual resulta aproximadamente igual al 30% del de elasticidad.

4. COMPORTAMIENTO DE MUROS ANTE CARGAS LATERALES

En un muro sujeto a cargas laterales en su plano la falla puede ocurrir por flexión, o por cortante. Cuando la falla es por flexión esta

tiene los morteros recomendados en las Normas para Mampostería del Reglamento del Distrito Federal (ref 3); no se admiten morteros a base únicamente de cal y con resistencias inferiores a 40 kg/cm^2 .

3. PROPIEDADES MECANICAS DE LA MAMPOSTERIA

Las propiedades de la mampostería que mas interesan son su resistencia en compresión y en cortante y sus módulos de elasticidad y de cortante. La resistencia en tensión suele considerarse nula para fines de diseño.

La resistencia en compresión depende principalmente de las propiedades de las piezas y en menor medida de las características del mortero que las une.

La resistencia en compresión del conjunto (eliminando efectos de esbeltez y excentricidad) se mide en pequeñas pilas, (ver ref 4) ensayadas en máquina universal. La resistencia aumenta en forma lineal con la de la pieza y es del orden del 50% de esta para las piezas de concreto y 35% para las de barro. Las Normas admiten tres formas para la determinación de este parámetro: directamente a partir del tipo de pieza (tabla 4); a partir de la resistencia medida de las piezas (tabla 5) y a partir de resultados de ensayos en pilas.

Los tres procedimientos están en orden creciente de aproximación.

De las curvas carga-deformación obtenidas en los ensayos

suele ser bastante dúctil si existe refuerzo vertical adecuadamente colocado y anclado, mientras que si la falla es por cortante esta es frágil aunque puede proporcionarse cierta ductilidad con refuerzo en el interior del muro o en los extremos.

En cuanto al comportamiento ante cargas alternadas este puede ser bastante satisfactorio cuando la falla es por flexión, pero cuando rige el cortante el deterioro es muy notable. Este es más grave cuando solo hay refuerzo en el interior de piezas huecas (fig 1) que cuando hay confinamiento con dalas y castillos (fig 2). Solo se tiene un comportamiento satisfactorio cuando el muro está rodeado por un marco robusto que sea capaz de tomar las fuerzas cortantes que se presentan en las esquinas después del agrietamiento del muro, (fig 3). Es notable el aumento en deterioro que se tiene cuando los muros son de piezas huecas con respecto a los de piezas macizas.

5. DISEÑO SISMICO DE MUROS

Nos referiremos a los procedimientos especificados por las Normas del Reglamento del D.F. Se distinguen tres tipos de muros según su estructuración (refuerzo): confinados, reforzados interiormente y muros diafragma.

Los muros confinados son los que cuentan con dalas y castillos en cantidad y distribución suficiente como para mantener la capacidad del mu

ro después de su agrietamiento. (ver Anexo)

Los muros con refuerzo interior tienen barras de refuerzo vertical en el interior de los huecos y horizontal en piezas especiales; Con esto se incrementa la resistencia a cargas laterales y se da cierta ductilidad.

Las cuantías de refuerzo que se exigen en esta modalidad son relativamente altas y superiores a las usuales en la práctica en México.

Los muros diafragma son los que poseen columnas y vigas de suficiente rigidez y resistencia para que el muro trabaje como un puntal de compresión.

La fuerza cortante resistente se especifica como

$$V_R = F_R (0.5 v^* A_T + 0.3P) \leq 1.5 F_R v^* A_T$$

en que F_R es un factor de seguridad (0.6 según el reglamento), A_T el área transversal bruta, P la carga axial sobre el muro y v^* es el esfuerzo cortante resistente según el tipo de mampostería, ver tabla 6.

Para mampostería con refuerzo interior que cumpla con los requisitos prescritos por el Reglamento puede incrementarse en 50% el valor de v^* . Cuando no se tome en cuenta efecto de la carga axial puede emplearse la expresión simplificada

$$V_R = F_R 0.7 v^* A_T$$

Para muros diafragma la resistencia es mayor, debido a que al trabajar como puntales no se introducen en ellos esfuerzos por flexión. La resistencia está dada por

$$V_R = F_R (0.85v * A_T)$$

Además de la fuerza cortante, hay que revisar la flexocompresión en el plano del muro, lo cual puede hacerse con los procedimientos usuales en concreto reforzado o con fórmulas simplificadas incluidas en las normas.

El reglamento de diseño sísmico admite un factor de reducción por ductilidad de 2 para mampostería de piezas macizas confinada o trabajando como diafragma, de 1.5 para mampostería de piezas huecas con refuerzo interior y de 1 para mampostería no reforzada o cuyo refuerzo no cumple con los mínimos especificados por el reglamento. Esto hace que las fuerzas de diseño para la mampostería sean superiores a las que se prescriben para estructuras de acero y de concreto.

6. RECOMENDACIONES GENERALES PARA DISEÑO SISMICO

Debido a la fragilidad del material hay que ser particularmente cuidadoso en las precauciones que eviten concentraciones de esfuerzos, especialmente los de tensión.

Es importante una estructuración simétrica tanto en planta como en elevación. En planta para evitar torsiones y en elevación para evitar concentraciones de disipación de energía de sismo en unos pocos elementos.

La continuidad de la estructura es un aspecto importante. El techo de

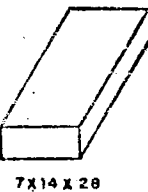
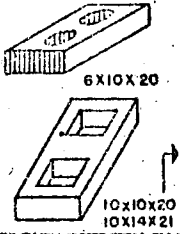
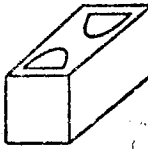
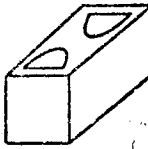
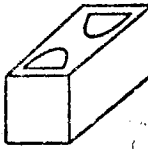
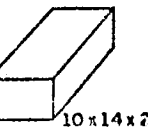
be formar un diafragma rígido en el plano y estar ligado a los muros.

Hay que evitar los huecos o reforzar su periferia. Hay que evitar el empleo de piezas con altos porcentajes de huecos por su gran fragilidad y también el de aquellas que por su acabado superficial no permitan buena adherencia con el mortero.

REFERENCIAS

1. R. Meli "Comportamiento sísmico de muros de mampostería" Informe No. 350 del Instituto de Ingeniería, 1975.
2. R. Meli y O. Hernández "Propiedades de piezas para mampostería fabricadas en el D.F.", Informe No. 297, Instituto de Ingeniería, 1977
3. Diseño y construcción de estructuras de mampostería. Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Informe No. 403, Instituto de Ingeniería, 1977
4. R. Meli y A. Reyes "Propiedades mecánicas de piezas para mampostería" Informe No. 288 Instituto de Ingeniería, 1973

TABLA 3. RESULTADOS DE ENSAYES EN PIEZAS

Material	Geometría *	Procedencia	Clasificación	An/Ab	f _p , en kg/cm ² (1)				C, en porcentaje				Abs. en porcentaje	γ _s , t/m ³ (2)	
					Etapa I	Etapa II	Etapa III	Etapa IV	Etapa I	Etapa II	Etapa III	Etapa IV			
Tabique rojo recocido		T 1	B	1.00	52	64	56	58	26	23	24	19	20	1.45	
		T 2	C	1.00	52				29					24	1.37
		T 3	C	1.00	51				34					25	1.37
		T 4	B	1.00	114	112	109		34	25	23			21	1.55
		T 5	C	1.00	80	64			21	17				25	1.38
		T 6	C	1.00	85	109			23	52				21	1.50
		T 7	C	1.00	93	76	66	88	59	19		24	11	25	1.45
		T 8	C	1.00	33				32					26	1.34
		T 9	C	1.00	53				45					26	1.40
		T 10	C	1.00	45	43	47	55	20	22	10	21		25	1.40
		T 11	C	1.00	36	45	51	45	32	28	20	20	28	27	1.31
Tabique extruido perforado verticalmente		TE1	A	0.57	215	226			8	11			15	1.75	
		TE2	A	0.63	428	361	394	295	14	25	20	15	10	1.90	
		TE3	B	0.69	225				17					19	1.65
		TE4	B	0.59	181	156			16	15				17	1.75
		TE2	A	0.67	376	308	365	329	11	15	16	15	12	1.85	
		TE3	B	0.59	169				24					20	1.61
		TE5	A	0.65	486	473	575	540	21	19	15	20	4	2.06	
		TE1	A	0.57	129	143			15	15				17	1.65
		TE5	A	0.59	426	400			26	11				6	2.30
		TE4	B	0.65		417				12				7	2.02
TE5	A	0.61	489	466	572	519	22	16	18	15	5	2.13			
Bloque ligero		B 1	A	0.56	37	35			10	12			29	1.21	
		B 2	A	0.59	42	49			16	12			35	1.09	
		B 3	A	0.63	43	41			24	22			24	1.23	
		B 4	B	0.54	17				23				33	1.01	
		B 1**	A	1.00	44	42			17	26			40	0.95	
Bloque intermedio		B 1	A	0.56	62	77			24	7			15	1.61	
		B 2	A	0.59	41	74			14	14			21	1.50	
		B 3	A	0.61	82	80			28	21			15	1.70	
		B 4	B	0.54	21				20				27	1.32	
		B 5	C	0.59	40				18				16	1.45	
Bloque pesado		B 1	A	0.56	135	101			31	15			9	2.12	
		B 2	A	0.59	146	143	132	108	23	10	28	7	11	2.15	
		B 3	A	0.63	100	128	104	81	20	21	20	15	10	2.09	
		B 4	B	0.54	71				13				14	1.79	
Tabicón		TC 1	B	1.00	31	65	68	42	24	14	11	15	25	1.45	
		TC 2	A	1.00	76	123	66	101	35	34	19	17	27	1.42	
		TC 3	B	1.00	59	63			23	27			19	1.42	
		TC 4	B	1.00	36				23				28	1.05	
		TC 5	C	1.00	48	56			36	22			16	1.60	
Sílico calcáreo	7x12x24	S	A	1.00	201	177			15	11			15	1.79	

A Fábrica grande y adecuado control de calidad

B Fábrica mediana y nulo control de calidad

C Fábrica rudimentaria ** Bloque macizo

An/Ab Relación de área neta sobre área bruta

f_p resistencia promedio de la pieza

C coeficiente de variación

s peso volumétrico seco

* Medidas nominales

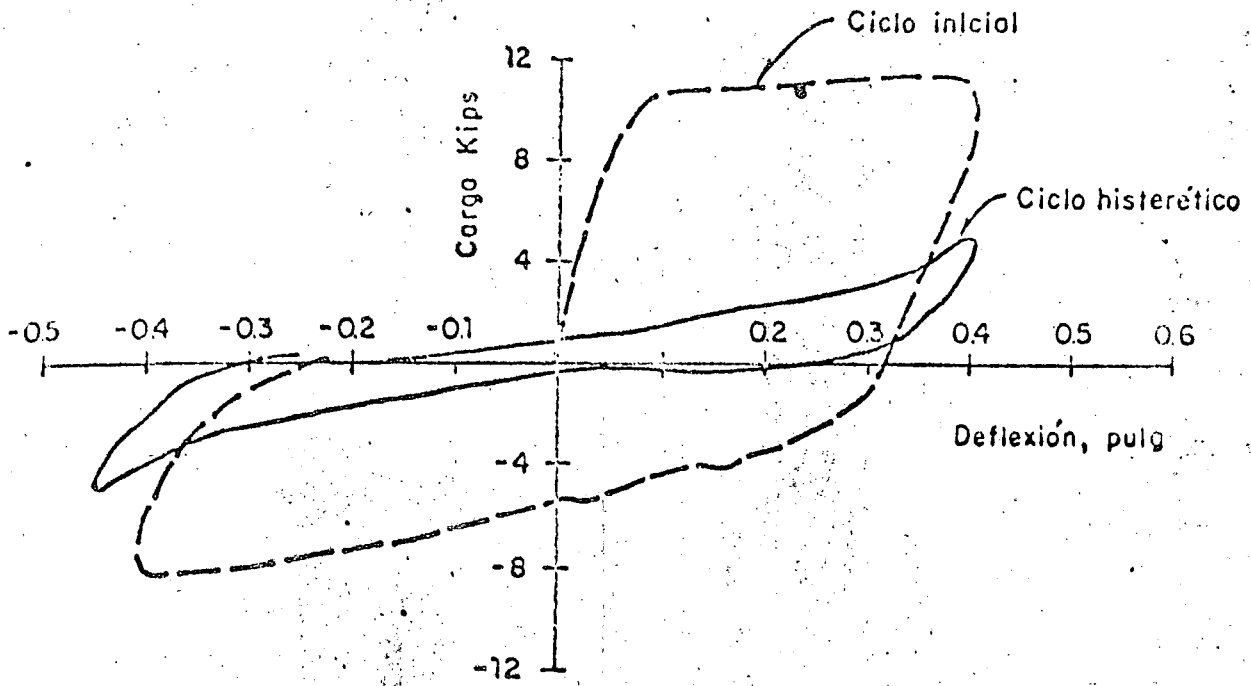
(1) sobre área bruta medida

(2) sobre volumen neto

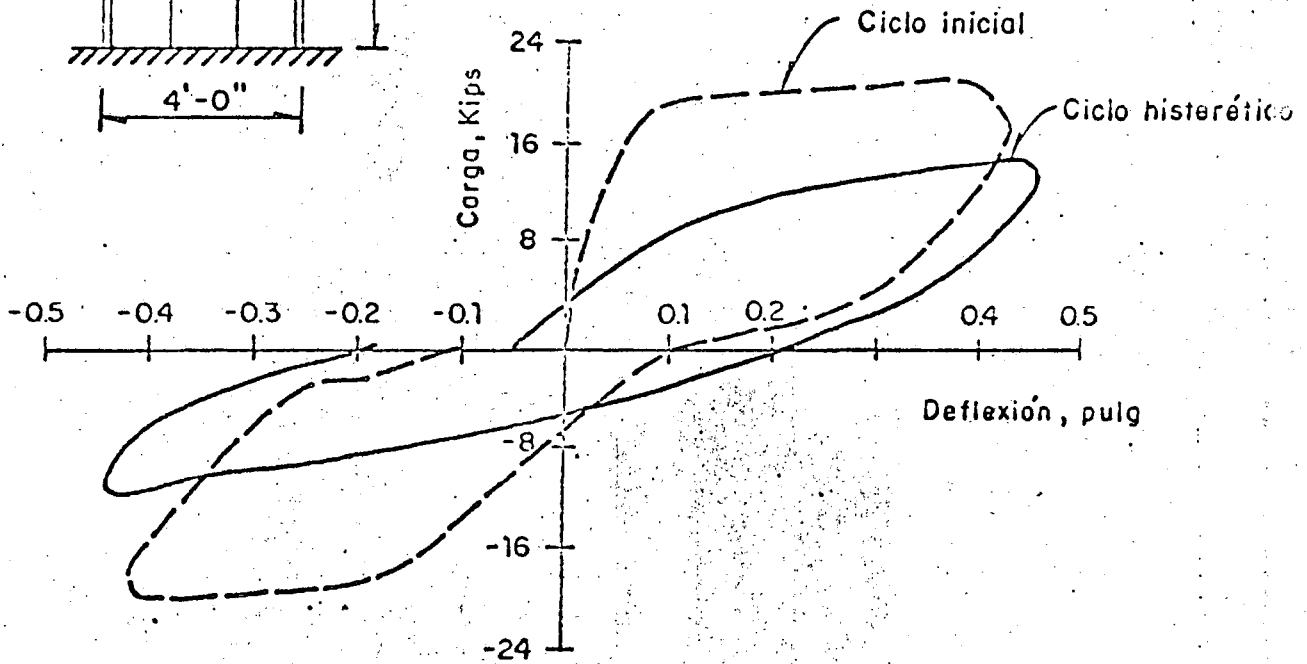
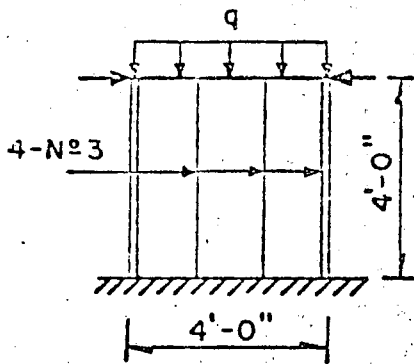
TABLA 2 RESULTADOS DE ENSAYES DE MORTEROS ELABORADOS POR UN MISMO ALBAÑIL

PROPORCIONAMIENTO cemento:cal:arena	Número de muestras	Resistencia media, en kg/cm ²	Coefficiente de variación, en %	Percentil 2%, en kg/cm ²
1:0:3	211	205	24	95
1:1/2:5	70	108	19	57
1:0:6	55	106	31	45
1:1:6	26	75	38	23

Los valores individuales son promedio de tres ensayos



a) Muro sin carga vertical



b) Muro con carga vertical, $q = 125 \text{ psi}$

Fig 1 Comportamiento histérico de muros con falla por flexión

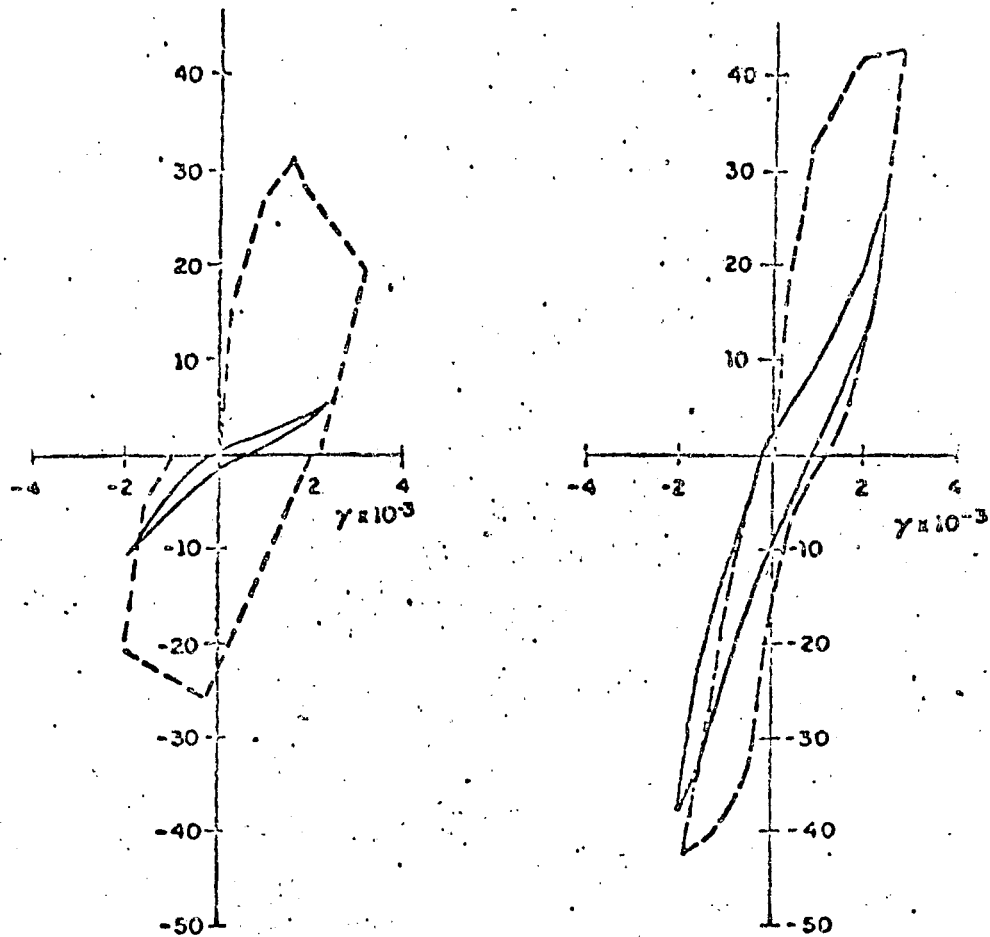
Tabla 3 PROPORCIONAMIENTOS MORTEROS EN VOLUMEN

Tipo Mortero	Partes Cemento	Partes Cemento Mampostería	Partes Cal	Partes Arena	Valor Típico f_b^* kg/cm ²
I	1	— 0 a 1/2	0 a 1/4 —	de 2.25 a 3 veces la suma de cementantes	125
II	1	— 1/2 a 1	1/4 a 1/2 —		75
III	1 —	— 1	1/2 a 1/4 —		40

Tabla 4 PROPIEDADES MAMPOSTERIA

Pieza	Mortero	f_m^*	v^*	para corta duración	
				E	G
Tabique recocido	I	15	3.5	6000	1800
	II	15	3	600	1800
	III	15	3	6000	1800
Tabique extruido	I	40	3	16000	4800
	II	40	2	16000	4800
	III	30	2	12000	3600
Bloque Concreto Pesado	I	20	3.5	12000	3600
	II	15	2.5	9000	2700
	III	15	2.5	9000	2700

Esfuerzos en kg/cm²



a) Sin carga vertical

b) Carga vertical (Esfuerzo de compresión 4.5 kg/cm²)

Fig 2 Comportamiento histerético de muros con refuerzo interior. Falla por cortante

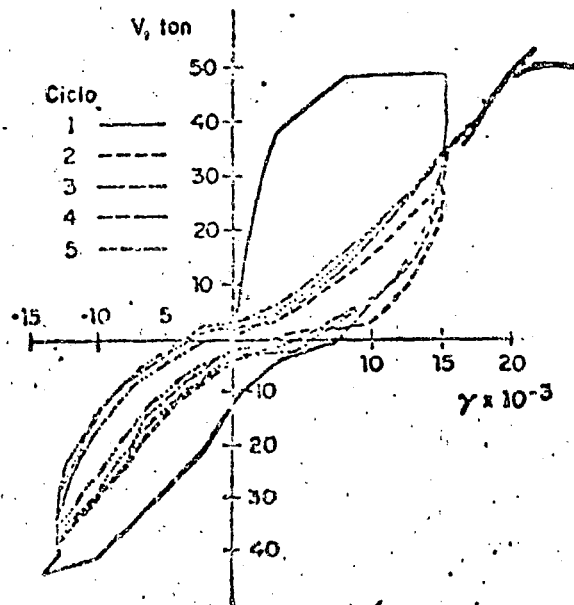


Fig 3 Comportamiento histerético de muro con marco⁶

APENDICE

EXTRACTO DE LAS NORMAS TECNICAS PARA MAMPOSTERIA DEL REGLAMENTO DEL DISTRITO FEDERAL

4.5 Resistencia a cargas laterales

4.5.1 Consideraciones generales

La resistencia a cargas laterales de un muro deberá revisarse para el efecto de la fuerza cortante, del momento flexionante en su plano y eventualmente también de momentos flexionantes debidos a empujes normales a su plano.

Para fines de diseño por cargas laterales se distinguen los siguientes tipos de muros de acuerdo con su estructuración:

a) Muros-diafragma. Estos son los que se encuentran totalmente rodeados por vigas y columnas de un marco estructural y su función es rigidizarlo para el efecto de fuerzas laterales. Además las columnas y vigas, en una zona igual a una cuarta parte de su longitud libre medida a partir de cada esquina, deberán ser capaces de resistir, cada una, una fuerza cortante igual a una cuarta parte de la que actúa sobre el tablero.

b) Muros confinados. Estos son los que están reforzados con castillos y dadas que cumplen con los requisitos siguientes:

Las dadas o castillos tendrán como dimensión mínima el espesor del muro. El concreto tendrá una resistencia a compresión, f'_c , no menor de 150 kg/cm^2 , y el refuerzo longitudinal estará formado por lo menos de tres barras, cuya área

total no será inferior a $0.2f'_c / f_y$ por el área de castillo y estará anclado en los elementos que limitan al muro de manera que pueda desarrollar su esfuerzo de fluencia.

$\frac{1000s}{f_y d_c}$
 $\frac{1000s}{f_y d_c}$

El área del refuerzo transversal no será inferior a $\frac{1000s}{f_y d_c}$, siendo s la reparación de los estribos y d_c el peralte del castillo. La reparación de los estribos no excederá $1.5 d_c$ ni 20 m.

Existirán castillos por lo menos en los extremos de los muros y en puntos intermedios del muro a una separación no mayor que vez y media su altura, ni 4m.

Existirá una dala en todo extremo horizontal de muro, a menos que este último esté ligado a un elemento de concreto reforzado. Además existirán dalas en el interior del muro o una separación no mayor de 3 m.

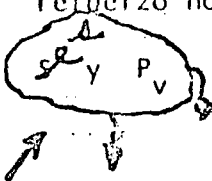
Existirán elementos de refuerzo en el perímetro de todo hueco cuya dimensión exceda de la cuarta parte de la dimensión del muro en la misma dirección.

Además si la relación altura a espesor del muro excede de 30 deberán proveerse elementos rigidizantes que eviten la posibilidad de pandeo del muro por cargas laterales.

2) Muros reforzados interiormente. Estos son muros reforzados con malla o barras corrugadas de acero, horizontales y verticales, colocadas en los huecos de las piezas, en ductos o en las juntas. Para que un muro pueda considerarse como reforzado deberán cumplirse los siguientes requisitos mínimos:

La suma de la cuantía de refuerzo horizontal, p_h , y vertical, p_v , no

será menor que 0.002 y ninguna de las dos cuantías será menor que 0.0007. La cuantía de refuerzo horizontal se calculará como $p_h = \frac{A_{sh}}{at}$ donde A_{sh} es el refuerzo horizontal que se colocará en el espesor t del muro a una separación



en que A_{sv} es el área total de refuerzo que se colocará

verticalmente en la longitud L del muro.

Todo espacio que contenga una barra de refuerzo deberá tener una distancia libre mínima entre el refuerzo y las paredes de la pieza igual a la mitad del diámetro de la barra y deberá ser llenado a todo lo largo con mortero o concreto.

La distancia libre mínima entre una barra de refuerzo y el exterior del muro será de 1.5 cm o una vez el diámetro de la barra, la que resulte mayor.

Para el colado de los huecos donde se aloje el refuerzo podrá emplearse el mismo mortero que se usa para pegar las piezas, o concreto de alto revenimiento, con agregado máximo de 1 cm y resistencia a compresión no menor de 75 kg/cm². El hueco de las piezas tendrá una dimensión mínima mayor de 5 cm. y un área no menor de 30 cm².

Deberá colocarse por lo menos una varilla No. 3 en dos huecos consecutivos en todo extremo de muros, en las intersecciones entre ellos o a cada 3 metros. El refuerzo vertical y horizontal en el interior del muro tendrá una separación no mayor de 6 veces el espesor del mismo ni 90 cm. la menor de ellas.

Cuando los muros transversales lleguen a tope, sin traslape de piezas, será necesario unirlos mediante dispositivos que aseguren la continuidad de la estructura.

El refuerzo vertical será continuo en la altura del muro y estará anclado

en sus extremos. El refuerzo horizontal debe ser continuo en la longitud del muro y anclado en sus extremos. Se deberán cumplir los mismos requisitos de anclaje que para concreto reforzado. Deberá haber refuerzo consistente en una barra No 4 o su equivalente, alrededor de toda abertura cuya dimensión exceda de 60 cm en cualquier dirección.

La relación altura a espesor de estos muros no será superior a 30 a menos que se provean elementos rigidizantes que eviten la posibilidad de pandeo del muro. Deberá haber una supervisión continua en la obra que se asegure que el refuerzo esté colocado de acuerdo a lo indicado en planos y que los huecos en que se aloja el refuerzo sean colados completamente.

d) Muros no reforzados. Se considerarán como muros no reforzados aquellos que no tengan el refuerzo necesario para ser incluidos en alguna de las tres categorías anteriores.

4.5.2 Esfuerzo cortante medio de diseño

La determinación de la fuerza cortante resistida por la mampostería se basa en el esfuerzo cortante medio de diseño, v^* , el cual se tomará de la tabla del inciso 3.3.

Para materiales no cubiertos en la tabla mencionada, la resistencia a cargas laterales se fijará con base en resultados de ensayos a satisfacción del Departamento del Distrito Federal.

4.5.3 Fuerza cortante resistida por la mampostería

La fuerza cortante resistente de diseño se determinará como:

a) Para muros diafragma

$$V_R = F_R (0.85 v^* A_T)$$

b) Para otros muros

$$V_R = F_R (0.5 v^* A_T + 0.3 P) \leq 1.5 F_R v^* A_T$$

en que

P es la carga vertical que actúa sobre el muro, sin multiplicar por el factor de carga.

Para muros reforzados interiormente de acuerdo con los requisitos de 4.5.1 c), se tomará v^* como 1.5 veces el valor medido en los ensayos para mampostería sin refuerzo o el consignado en la tabla del inciso 3.3.

El factor de reducción de resistencia, F_R , se tomará como:

$F_R = 0.6$ para muros diafragma, muros confinados y muros con refuerzo interior que cumplan con los requisitos de 4.5.1

$F_R = 0.3$ para muros no reforzados

4.5.4 Contribución del refuerzo

No se considerará ninguna contribución a la resistencia a fuerza cortante por efecto de los castillos y dadas que es necesario colocar en los muros para que estos puedan considerarse confinados, de acuerdo con lo especificado en 4.5.1 b).

4.5.5. Resistencia a flexocompresión en el plano del muro

LABORATORIO DE INVESTIGACIONES
EN CIENCIAS BÁSICAS Y APLICADAS

La resistencia a flexión y a flexocompresión en el plano del muro se calculará, para muros sin refuerzos, según la teoría de resistencia de materiales suponiendo una distribución lineal de los esfuerzos en la mampostería. Se considerará que la mampostería no resiste tensiones y que la falla ocurre cuando aparece en la sección crítica un esfuerzo de compresión igual a f'_m .

La capacidad a flexión o flexocompresión en el plano de un muro con refuerzo interior o exterior se calculará con un método de diseño basado en las hipótesis estipuladas en 4.4.5.

Para muros reforzados con barras colocadas simétricamente en sus extremos, las fórmulas simplificadas siguientes dan valores suficientemente aproximados y conservadores del momento resistente de diseño.

Para flexión simple, el momento resistente se calculará como

$$M_o = F_R A_s f_y d'$$

donde

A_s es el área de acero colocada en el extremo del muro

d' la distancia entre los centroides del acero colocado en ambos extremos del muro.

Cuando exista carga axial sobre el muro, el momento de la sección se modificará de acuerdo con la ecuación.

$$M_R = M_o + 0.3 F_R P_u d ; \text{ si } P_u \leq \frac{P_R}{3}$$
$$M_R = (1.5 M_o + 0.15 P_R d) \left(1 - \frac{P_u}{P_R}\right); \text{ si } P_u > \frac{P_R}{3}$$

donde

- P_u es la carga axial de diseño total sobre el muro, que se considerará como positiva si es de compresión
- d el peralte efectivo del refuerzo de tensión
- P_R la resistencia a compresión axial
- F_R en este caso igual a 0.6

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO DISEÑO SISMICO DE
EDIFICIOS.

(DEL 25 DE JULIO AL 19 DE AGOSTO DE 1977).

<u>NOMBRE Y DIRECCION</u>	<u>EMPRESA Y DIRECCION</u>
1. FERNANDO AGUILERA BACA Av. de las Américas # 109 Col. Las Granjas Chihuahua, Chih. Tel. 3-58-57	FACULTAD DE INGENIERIA UNIVERSIDAD AUTONOMA DE CHIHUAHUA. Ciudad Universitaria Chihuahua, Chih.
2. ING. MARIO ALDAPE VELAZQUEZ Francisco Ruiz # 5 Circuito Juristas, Satélite Tel. 562-13-13	CONSULTEC, INGENIEROS ASOCIADOS, S. C. Viaducto M. Alemán # 22 Col. Nápoles México 18, D. F. Tel. 536-14-02
3. M. en I. CARLOS ALVARADO GNZLZ. E. Bocanegra # 2955 Col. Ampliación Parques Sn. Felipe Tel. 3-83-16	FACULTAD DE INGENIERIA UNIVERSIDAD AUTONOMA DE CHIHUAHUA. Ciudad Universitaria Chihuahua, Chih.
4. JORGE AVILA RODRIGUEZ Dr. Vértiz # 1329-5 Col. Narvarte México 12, D. F.	INSTITUTO DE INGENIERIA UNAM. Ciudad Universitaria México 20, D. F.
5. ING. JAVIER CABAÑAS BERMUDEZ Estenógrafos No. 45 Col. Sifón México 8, D. F. Tel. 581-45-52	ASOCIACION MEXICANA DE INSTI- TUCIONES DE SEGUROS. Londres # 4-6° Piso Col. Juárez México 6, D. F. Tel. 566-73-77
6. ENRIQUE CALDERON JIMENEZ Av. Juárez # 145 Dpto. 15 Col. Centro México 1, D. F. Tel. 535-57-36	CENTRO DE EDUCACION CONTINUA Tacuba No. 5 México 1, D. F. Tel. 21-40-20

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOS.

(DEL 25 DE JULIO AL 19 DE AGOSTO DE 1977).

<u>NOMBRE Y DIRECCION</u>	<u>EMPRESA Y DIRECCION</u>
7. ANTONIO COVA R. Av. 3 F Resid. 24 de julio Dpto. 22 Col. Maracaibo Venezuela Tel. 7-42-03	UNIVERSIDAD DEL ZULIA Carretera el Moján Apto. 526 Col. Maracaibo Venezuela.
8. ALEJO DE AVILA AGUNDIS Mina # 47-1 Chilpancingo, Gro. Tel. 2-45-49	UNIVERSIDAD AUTONOMA DE GUERRERO Chilpancingo, Gro. Tel. 2-27-41
9. JOSE DE LA CERA GUSTAVA CAMPA # 9 Ciudad Satélite Tel. 562-26-13	U.A.M. Av. San Pablo S/N Azcapotzalco, D. F.
10. FCO. JAVIER DE LA PEÑA O. Yácatas # 91-404 Col. Narvarte México 12, D. F. Tel. 530-21-01	INSTITUTO MEXICANO DEL PETROLEO Av. de los 100 metros # 152 Col. Ind. Vallejo Tel. 567-66-00
11. JOSE EMILIO DEL VALLE RUIZ Cecilio Robelo 48 # 12 Col. Jardín Balbuena México 9, D. F. Tel. 571-00-62	INSTITUTO DE INGENIERIA UNAM Ciudad Universitaria México 20, D. F.
12. GUSTAVO FERRER MUÑOZ Calz. Tepeyac # 302 León, Gto. Tel. 4-17-45	UNIVERSIDAD DE GUANAJUATO Juárez # 77 Guanajuato, Gto. Tel. 2-07-79

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOS.

(DEL 25 DE JULIO AL 19 DE AGOSTO DE 1977.)

NOMBRE Y DIRECCION

EMPRESA Y DIRECCION

- | | | |
|-----|--|--|
| 13. | ING. TEODULO GRAVE PAEZ
Linares # 689-1
Col. Lindavista
México 14, D. F.
Tel. 586-53-81 | E.S.I.A. - I. P. N.
Unidad Profesional de
Zacatenco Edif. 4
Col. Lindavista
México 14, D. F. |
| 14. | JULIO JALIL MATA
Arguelles # 114
Guayaquil, Ecuador
Tel. 34-21-03 | LARA, TOLA, SERRANO, INGS.
CONSULTORES
Av. del Ejército # 303
Guayaquil, Ecuador
Tel. 39-47-28 |
| 15. | ALFONSO EUGENIO LOZANO E.
12 Ave 3-41 Zona 2,
GUATEMALA
Tel. 84212 | UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
Ciudad Universitaria, Zona 12
Guatemala |
| 16. | SERGIO MARTINEZ MERCADO
AV. Bretaña No. 152
Col. Portales
México 13, D. F.
Tel. 539-27-86 | INSTITUTO MEXICANO DEL PETROLEO
AV. Cien Metros No. 152
Col. Vallejo
México 14, D. F.
Tel. 567-66-00 Ext. 2313 |
| 17. | MARCO AURELIO MONTEALEGRE G.
Bº Rohrmosev, -300 Oeste y
250 Norte del Centro Comercial
del Oeste
San José de Costa Rica
Tel. 32-15-63 | INSTITUTO COSTARRICENSE DE
ELECTRICIDAD
Sabana Norte
San José de Costa Rica
Tel. 32-73-89 |
| 18. | ROBERTO MORALES MORALES
Av. San Borja Norte # 641
Distrito Lima 34
Lima, Perú
Tel. 36-30-92 | UNIVERSIDAD NACIONAL DE ING.
Av. Túpac Amaru S/N
Apto. 1301
Lima Perú
Tel. 811070-203 |

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO DISEÑO SISMICO DE
EDIFICIOS.

(DEL 25 DE JULIO AL 19 DE AGOSTO DE 1977.

NOMBRE Y DIRECCION

EMPRESA Y DIRECCION

19. FLORENCIO MORENO LOPEZ

20. FERNANDO MORENO AHUMADA

21. GERARDO NAJERA OCAMPO
Jardín de San Francisco # 19-C
Chilpo, Gro.
Tel. 2-43-05

UNIVERSIDAD AUTONOMA DE
GUERRERO
DOMICILIO CONOCIDO
Tel. 2-27-41

22. ING. VICTOR OCHOA M.
Alvaro Obregón # 56- A
Tel. 2-65-05

JUNTA DE PLANEACION Y
URBANIZACION DEL EDO. DE MICH.
Casa de Gobierno
Morelia, Mich.

23. ING. MANUEL OLCESE FRANZERO
José G. Paredes # 195-301
Col. Pueblo Libre
Lima Perú
Tel. 622540-290

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA
DEL PERU
Apartado # 12534
Lima, Perú
Tel. 622540-290

24. LUIS OROPESA LARA
Diego de Ordaz # 253
Fraccionamiento Reforma
Tel. 3-49-24

FACULTAD DE INGENIERIA DE IA
UNIVERSIDAD VERACRUZANA
Carretera Mocambo S/N

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOS.

(DEL 25 DE JULIO AL 19 DE AGOSTO DE 1977.

<u>NOMBRE Y DIRECCION</u>	<u>EMPRESA Y DIRECCION</u>
25. ING. ALVARO J. ORTIZ FERNANDEZ	FACULTAD DE INGENIERIA UNAM.
26. ROLANDO PAREDES ESCORZA Costa Verde # 157 Col. Molino de Rosas México 19, D. F. Tel. 651-06-67	DIR. GRAL. DE OBRAS MARITIMAS Insurgentes Sur Esq. Chilpan- cingo Col. Roma Sur México 7, D. F. Tel. 564-51-35
27. AGUSTIN H. PEREZ AVILA Calle "O" No. 48 Unidad Popular Revolucionaria México 21, D. F.	COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD Thiers # 251-4° piso Tel. 531-92-46
28. RICARDO PEREZ RUIZ Gral. Mariano Monterde # 104 Col. América México 18, D. F. Tel. 515-79-53	ING. DE SISTEMAS DEL TRANSPORTE METROPOLITANO (GRUPO ICA) Minería # 145 Col. Escandón México 18, D. F. Tel. 516-04-60 Ext. 280
29. ARTURO QUIROZ SOTO Sur 109 # 705 Col. Sector Popular México 13, D. F. Tel. 582-43-35	UNIVERSIDAD AUTONOMA METROPOLI- TANA. (AZCAPOTZALCO) Av. Sn. Pablo S/N Col. Azcapotzalco México 13, D. F. Tel. 561-94-00
30. ALFREDO REGUERA GUILLEN Tajín No. 502 Col. Narvarte México 13, D. F. Tel. 543-23-17	SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES Vértiz # 800-3° piso Col. Narvarte México 13, D. F. Tel. 590-20-53

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOS.

(DEL 25 DE JULIO AL 19 DE AGOSTO DE 1977.

<u>NOMBRE Y DIRECCION</u>	<u>EMPRESA Y DIRECCION</u>
31. MARIO RODRIGUEZ RODRIGUEZ Av. Universidad # 2016 Col. Copilco México 20, D. F.	INSTITUTO DE INGENIERIA UNAM. Ciudad Universitaria México 20, D. F.
32. RICARDO SEGURA BALLAR Av. Central y Czda. Guadalupe San José de Costa Rica	INSTITUTO COSTARRICENSE DE ELECTRICIDAD Sabana Norte San José de Costa Rica
33. ING. EFRAIN SOLER Bogotá, Colombia	
34. ING. DANIEL E SORIA CHIQUITO Tungurahua # 3009 y Portete Guayaquil	UNIVERSIDAD DE GUAYAQUIL FACULTAD DE CIENCIAS MATEMA- TICAS Y FISICAS. Guayaquil Tel. 391097
35. MAXIMO AMABLE SUAREZ B. Av. Inas. Mirabal # 75 Santiago, Rep. Dominicana Tel. 582-6417	UNIVERSIDAD CATOLICO MADRE Y MAESTRA Carretera Duarte Santiago, Rep. Dominicana Tel.582-5105
36. ING. RAUL J. TREVIÑO ALONSO Paseo Bugambillas # 19 Col. Arboledas Atizapán, Edo. de Méx. Tel. 91-591 y 3-2480	INSTITUTO TECNOLOGICO Y DE ESTUDIOS SUPERIORES DE MTY. Camino a Lago de Guadalupe Km. 4 Atizapán. Estado de México. Tel. 3-23-79

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOS.

(DEL 25 DE JULIO AL 19 DE AGOSTO DE 1977.

NOMBRE Y DIRECCION

EMPRESA Y DIRECCION

37. VILLEGAS SORIANO VICTOR RENE
Marmolería # 19
Col. 20 de Noviembre
México 2, D. F.
Tel. 7-89-16-76

IMSS JEFATURA DE CONSERVACION
Durango # 291
Col. Condesa
México 2, D. F.

38. ALBERTO VITAL RODRIGUEZ
Arroyo de los Sauces # 24
Col. Escalera
México 14, D. F.

E.S.I.A. I.P.N.
U. Profesional Zacatenco
Col. Lindavista
México 14, D. F.
Tel. 586-96-44

39. LUIS MARIO ZAMARRIPA R.
Paséo de la Presa # 84-C
Guanajuato, Gto.
Tel. 2-07-79

UNIVERSIDAD DE GUANAJUATO
Juárez # 77
Guanajuato, Gto.
Tel. 2-07-79

